

SERIE ESTÁNDARES TÉCNICOS DE CONSTRUCCIÓN

RECOMENDACIONES PARA
EVALUACIÓN, HABILITACIÓN
Y EDIFICACIÓN EN
**SUELOS
LICUABLES**



**CHILE
AVANZA
CONTIGO**

RECOMENDACIONES PARA EVALUACIÓN, HABILITACIÓN Y EDIFICACIÓN EN SUELOS LICUABLES

VERSIÓN OFICIAL

MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO

2025



Colección: Monografías y Ensayos

Serie: II Tecnología de la Construcción

Título: Recomendaciones para evaluación, habilitación y edificación en suelos licuables

Autor: Ministerio de Vivienda y Urbanismo - Minvu

Editor: División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional - Ditec, Minvu

Publicación: 392

Coordinación editorial y redacción: Marcelo Soto Zenteno, Cristina Barria Fernández

Coordinación Técnica: Cristina Barria Fernández

Diseño y diagramación: Jennifer Cofré Irribarra (Minvu)

Corrección de prueba y estilo: Jorge Silva Herrera (Minvu)

Desarrollado por: Departamento de Tecnologías de la Construcción de la Ditec, Minvu

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Gobierno de Chile.

Santiago, 2025

Licencia:

 Se permite la reproducción total o parcial de esta obra, citando la respectiva fuente, siempre y cuando sea con fines investigativos o académicos y no se haga uso comercial.

CONTENIDO

PRESENTACIÓN	11
1. INTRODUCCIÓN	12
2. DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO	16
3. ESTADO DE LA PRÁCTICA	19
3.1. PARÁMETROS QUE DEFINEN LA DEMANDA (CSR)	23
3.1.1. ACCELERACIÓN MÁXIMA HORIZONTAL DEL SUELO (PGAH)	23
3.1.2. FACTOR DE REDUCCIÓN POR NO LINEALIDAD RD	24
3.2. PARÁMETROS QUE DEFINEN LA CAPACIDAD (CRR)	27
3.2.1. AJUSTE POR CONTENIDO DE FINOS DEL NÚMERO DE GOLPES ($\Delta(N1)60$)	27
3.2.2. FACTOR DE ESCALAMIENTO POR MAGNITUD (MSF)	29
3.2.3. ESCALAMIENTO POR CONFINAMIENTO ($K\sigma$)	30
3.2.4. RESISTENCIA CÍCLICA NORMALIZADA ($CRRM=7.5, \sigma'v=1atm$)	32
3.3. ENFOQUE PROBABILÍSTICO DE LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN	34
3.4. OTRAS METODOLOGÍAS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN APLICABLES	37
3.4.1. METODOLOGÍAS DE RESISTENCIA CÍCLICA CON BASE EN CPT	37
3.4.2. METODOLOGÍAS DE RESISTENCIA CÍCLICA CON BASE EN VS	38
3.4.3. NORMATIVA NACIONAL	39
3.5. DISCUSIÓN DE LA PERTINENCIA METODOLÓGICA EN EL AMBIENTE SISMOTECTÓNICO CHILENO	47
4. RECOPILACIÓN PROYECTOS SUSCEPTIBLES A LICUACIÓN	50
4.1. BASE DE DATOS MINVU	51
4.2. BASE DE DATOS FONDEF	57
4.3. RECOPILACIÓN TOTAL	64
5. INDICADORES PRELIMINARES DE POTENCIAL DE LICUACIÓN	68
6. EVALUACIÓN DE LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN	73
6.1. CRITERIOS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUAR	74
6.2. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CORRELACIONES SEMIEMPÍRICAS	79
6.2.1. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN SPT	79
6.2.2. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN VS	79
6.2.3. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CPT	81
6.2.4. COEFICIENTE DE NORMALIZACIÓN (CN)	90
6.2.5. AJUSTE POR CONTENIDO DE FINOS PARA RESISTENCIA POR CPT	90
6.2.6. FACTOR DE ESCALA POR MAGNITUD (MSF)	84
6.2.7. FACTOR DE ESCALA POR CONFINAMIENTO ($K\sigma$)	84
6.2.8. RESISTENCIA CÍCLICA NORMALIZADA ($CRRM_{7.5}$)	85

6.3. EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS PRODUCTO DE LICUACIÓN	87
6.3.1. ISHIHARA Y YOSHIMINE (1992); ZHANG ET AL. (2004)	87
6.3.2. CETIN ET AL. (2009)	89
6.3.3. BRAY Y MACEDO (2017)	90
6.4. INDICADORES DE SEVERIDAD PRODUCTO DE LA LICUACIÓN	92
6.4.1. INDICADOR DE POTENCIAL DE LICUACIÓN (LPI)	92
6.4.2. INDICADOR DE SEVERIDAD DE LICUACIÓN (LSI)	93
6.4.3. NÚMERO DE SEVERIDAD A LA LICUACIÓN (LSN)	94
6.4.4. INDICADOR DE POTENCIAL DE LICUACIÓN INSPIRADO EN ISHIHARA (LPIISH)	94
6.4.5. INDICADOR DE ASENTAMIENTO POR LICUACIÓN EN EDIFICIOS (LBS)	95
6.4.6. NÚMERO DE SEVERIDAD A LA LICUACIÓN INSPIRADO EN ISHIHARA (LSNISH)	96
6.5. EJEMPLO DE CÁLCULO PARA LA EVOLUCIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CORRELACIONES EMPÍRICAS	96
6.6. RESUMEN DE RESULTADOS	138
7. EVALUACIÓN DE LA LICUACIÓN CON BASE EN ENSAYOS DE LABORATORIO	145
7.1. CRITERIO BASADO DE LA PRESIÓN DE POROS	146
7.2. CRITERIO BASADO EN LA DEFORMACIÓN	150
7.3. EJECUCIÓN DE ENSAYOS CÍCLICOS EN EL LABORATORIO	151
7.3.1. EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO	152
7.3.2. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	154
7.3.3. PROCESO DE SATURACIÓN	155
7.3.4. CONSOLIDACIÓN	156
7.3.5. ETAPA DE CARGA CÍCLICA	156
7.4. EJEMPLO DE APLICACIÓN	159
8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA CAMPAÑA DE MECÁNICA DE SUELOS EN UN SITIO CON SUELO DE FUNDACIÓN POTENCIALMENTE LICUABLE	162
9. RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS	173
9.1. RECOMENDACIÓN PARA ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	176
9.2. RECOMENDACIÓN ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO (CPT)	179
9.3. RECOMENDACIONES PARA LOS ENSAYOS GEOFÍSICOS	182
9.4. RECOMENDACIONES PARA EXPLORACIONES Y TOMA DE MUESTRAS	184
9.4.1. MUESTRAS INALTERADAS	184
9.4.2. MUESTRAS ALTERADAS	186
9.5. RECOMENDACIONES PARA ENSAYOS PARTICULARES	187

CONTENIDO

9.5.1. RECOMENDACIONES PARA LA GRANULOMETRÍA	188
9.5.2. RECOMENDACIONES PARA EL CONTENIDO DE HUMEDAD	188
9.5.3. RECOMENDACIONES PARA LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA (O LÍMITES DE ATTERBERG.)	189
9.5.4. RECOMENDACIONES PARA LAS DENSIDADES EN TERRENO	189
9.5.5. RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS	191
9.6. RECOMENDACIONES PARA MEJORAMIENTO DE TERRENO	196
9.7. RECOMENDACIONES PARA DISEÑO DE SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE ESTRUCTURAS	198
9.7.1. FUNDACIONES SUPERFICIALES	199
9.7.2. FUNDACIONES PROFUNDAS	203
10. TÉCNICAS PARA HABILITACIÓN DE TERRENOS LICUABLES	208
10.1. REEMPLAZO DE MATERIAL FUNDANTE E INSTALACIÓN DE GEOGRILLA	211
10.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	211
10.1.2. MÉTODO DE DISEÑO	212
10.1.3. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES	213
10.1.4. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	216
10.1.5. MÉTODO DE DISEÑO	217
10.1.6. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES	219
10.2. VIBRO SUSTITUCIÓN	221
10.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	221
10.2.2. MÉTODO DE DISEÑO	222
10.2.3. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES	226
10.3. COMPACTACIÓN DINÁMICA	227
10.3.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	227
10.3.2. MÉTODO DE DISEÑO	229
10.3.3. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES	232
10.4. JET GROUTING	234
10.4.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	234
10.4.2. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES	235
11. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS TIPO PARA EDIFICACIONES Y OBRAS DE URBANIZACIÓN	236
11.1. RECOMENDACIONES PARA EXCAVACIONES	237
11.2. RECOMENDACIONES PARA FUNDACIONES	238
11.3. RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURAS	240

11.4. RECOMENDACIONES PARA PAVIMENTOS	241
11.5. RECOMENDACIONES PARA TRAZADO DE INSTALACIONES	242
11.6. RECOMENDACIONES PARA OBRAS DE HABILITACIÓN Y URBANIZACIÓN	244
11.6.1. RECOMENDACIONES PARA MUROS DE CONTENCIÓN	244
11.6.2. RECOMENDACIONES PARA TERRAPLENES	244
11.6.3. RECOMENDACIONES PARA PROTECCIÓN DE TALUD	244
12. GUÍA PRÁCTICA PARA LOS REVISORES, PROYECTISTAS Y EVALUADORES DE TERRENO	245
13. PROCEDIMIENTO RESUMIDO DE EVALUACIÓN PARA LA COMPRA DE TERRENOS	250
14. EVALUACIÓN DE COSTOS	254
14.1. REEMPLAZO, COMPACTACIÓN Y GEOMALLA	256
14.2. VIBROSUSTITUCIÓN O COLUMNAS DE GRAVA	260
14.3. COMPACTACIÓN DINÁMICA	265
14.4. MEJORA CON PILOTES CFA	268
14.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS	272
15. COMENTARIOS FINALES	276
16. REFERENCIAS	281
17. ANEXOS	292
ANEXO A. APLICACIÓN METODOLÓGICA DE EVALUACIÓN DE LICUACIÓN	293
A1. PROYECTO "M3 - BUENOS AIRES SPT#2"	293
A2. PROYECTO "M10 - PUERTO AYSÉN SPT#1"	298
A3. PROYECTO "M10 - PUERTO AYSÉN SPT#2"	303
A4. PROYECTO "M14 - AURORA DE CHILE 1 SPT#2"	308
A5. PROYECTO "M16 HUELLELHUE SPT#1"	313
A6. PROYECTO "M16 HUELLELHUE SPT#2"	318



PRESENTACIÓN

Como Ministerio de Vivienda y Urbanismo estamos enfocados a generar innovación y mejores tecnologías que permitan la construcción de viviendas y espacios públicos con altos estándares, favoreciendo de esta forma a la creación de barrios más cohesionados y con un positivo impacto en la calidad de vida de las familias que los habitan. Nuestro objetivo es contribuir al desarrollo de ciudades socialmente más integradas, conectadas e inclusivas, siempre sobre la base de un respaldo técnico robusto y eficiente.

Sabemos la importancia de entregar un aporte al conocimiento de los profesionales y entidades del sector, en temáticas relevantes que nos ocupan y preocupan, siempre dando un enfoque que logre altos estándares en la calidad de la construcción.

En este contexto, a través de la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional, hemos desarrollado diversos estudios que abordan la problemática relativa a la naturaleza y variabilidad en la composición y resistencia de algunos tipos de suelos que están presentes a lo largo del país. Estos estarán a disposición para ser utilizados como materia de consulta, apoyo y complemento a la normativa vigente, favoreciendo de esta forma aunar criterios tanto en la edificación de proyectos habitacionales, como en obras urbanas.

Los invito a conocer cada uno de estos documentos, los que se centran desde aspectos que contemplan técnicas particulares del mejoramiento de sistemas, estructuras de contención y fundaciones profundas, hasta las recomendaciones para edificaciones emplazadas en suelos expansivos, licuables, orgánicos y salinos.

Estamos conscientes que aún queda mucho por hacer en torno a esta materia, pero estoy convencido que este tipo de estudios sin duda permitirá aportar con mejores soluciones y nuevos conocimientos a la variabilidad de los suelos, teniendo como propósito abordar los procesos constructivos con una mayor eficacia, lo que traducirá a la larga en una mejora significativa en el bienestar de las familias.

Carlos Montes Cisternas
Ministro de Vivienda y Urbanismo

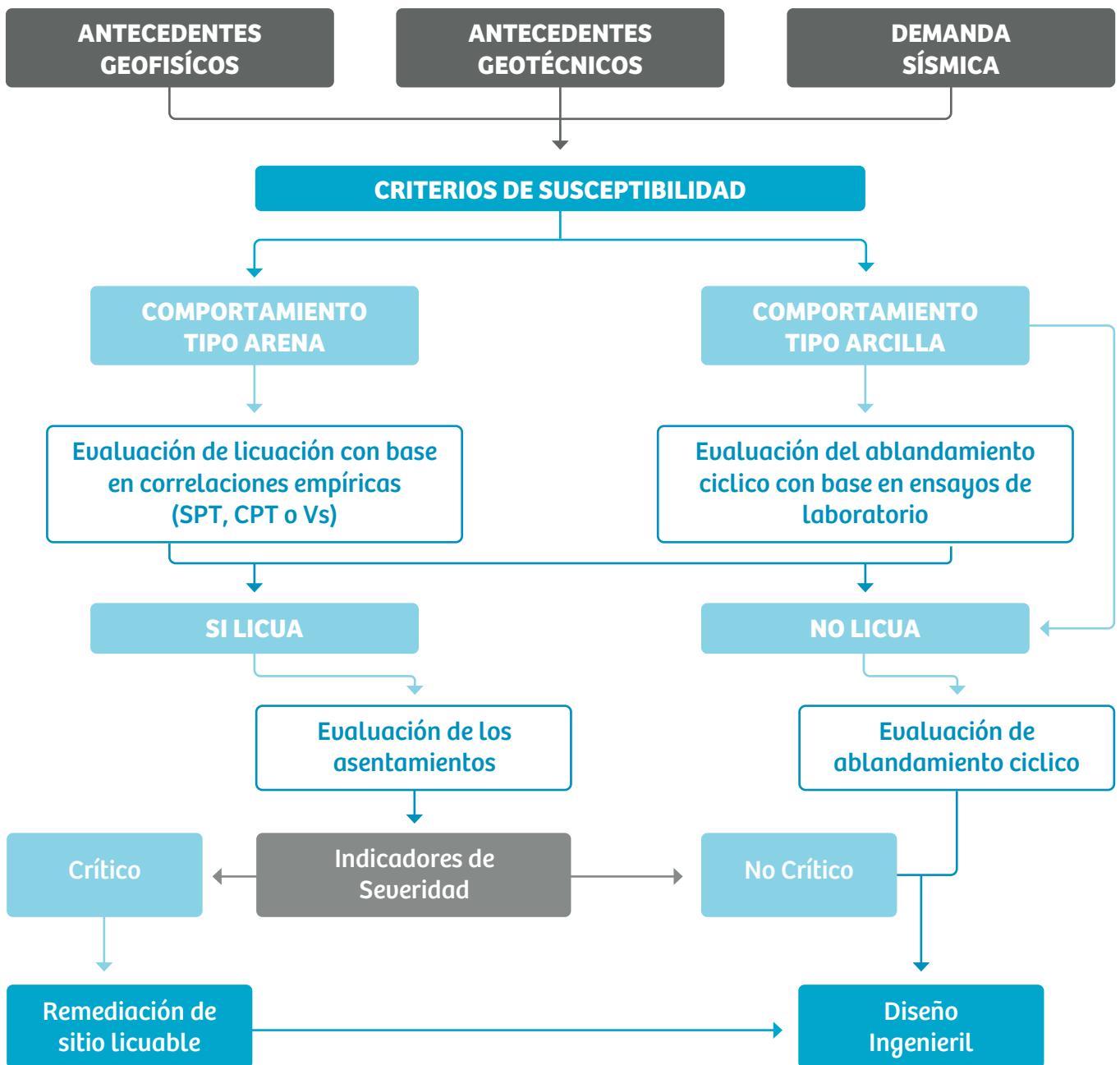
Introducción

El Ministerio de Vivienda y Urbanismo (Minvu) de Chile ha adjudicado a GENSIS Ingeniería SpA la realización del estudio “Estudio de recomendaciones para evaluación, habilitación y edificación en suelos licuables” (Licitación pública ID 587-33-LE19).

La licuación es uno de motivos de las fallas de terreno más importantes debido a los terremotos, provocando consecuencias desastrosas en estructuras e infraestructura, particularmente en puentes, fundaciones de edificios y tuberías enterradas, entre otras.

El presente informe contempla la recopilación total de las tres entregas previas que contemplaron la revisión bibliográfica, el estudio del estado del arte, la construcción de la base de datos de proyectos MINVU en suelos licuables y los primeros parámetros para la identificación del riesgo de ocurrencia de licuación.

Se precisa un esquema de análisis para evaluar la severidad de la ocurrencia del fenómeno de licuación, el cual consiste en: (1) evaluar la licuación utilizando criterios de susceptibilidad, (2) evaluación de licuación con base en correlaciones empíricas, (3) cálculo de asentamientos esperados por efecto de la licuación y (4) estimación de indicadores de severidad producto de la licuación. Este flujo de trabajo se describe en la Figura 1.



↑ Figura 1: Flujo de trabajo para sitios con potencial de licuación.

Se presentan protocolos y recomendaciones necesarias para el desarrollo de un proyecto emplazado en zonas licuables incluyendo recomendaciones técnicas, medidas de mitigación, especificaciones técnicas y una guía práctica para los encargados del proyecto. Además, se proporcionan recomendaciones técnicas para las tomas de muestras, estudios de laboratorio y de diseño para sistemas estructurales, abarcando las consideraciones mínimas que se deben tener al momento de desarrollar un proyecto en suelos licuables. También se entrega una guía práctica para los encargados de revisar proyectar y evaluar proyectos en zonas licuables, incluyendo los puntos mínimos que se deben considerar para la evaluación de la licuación.

Finalmente, se realiza una estimación de los costos asociados a las técnicas de mitigación de los efectos de licuación, específicamente para la técnica de reemplazo, columnas de grava, compactación dinámica y pilotes CFA. Los costos se proyectan para una vivienda unifamiliar de dos pisos y un block habitacional de seis pisos, de acuerdo con datos provistos por el Minvu.



2. Descripción del fenómeno

La licuación es el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia del suelo, con potencial de grandes deformaciones por corte al ser sometido a cargas dinámicas o estáticas. Esto ocurre producto de la disminución de las tensiones efectivas, debido al aumento de las presiones de poros en zonas con condiciones de drenaje reducida. Típicamente, en el contexto sismotectónico chileno, este fenómeno es desencadenado por la acción de un terremoto.

La licuación ocurre predominantemente en suelos no cohesivos contractivos, saturados, de baja plasticidad, y en condición no drenada. El comportamiento contractivo del suelo suelto saturado permite la generación de excesos de presión de poros, al ser sometidos a esfuerzos de corte, y a su vez, la pérdida de capacidad del resistente del material. En este contexto, el tamaño de partícula y la densidad relativa del material granular son dos parámetros determinantes en la probabilidad de ocurrencia de licuación. Adicionalmente, el contenido de finos y la plasticidad de estos también afecta directamente la posibilidad de que un material licue. En términos generales, se acepta que las arenas sueltas, las gravas con un D10 bajo y los limos con bajo índice de plasticidad son susceptibles a licuar. Bray y Sancio (2006) establecen que limos, limos arcillosos e incluso arcillas limosas también son susceptibles de licuar. También existe evidencia de licuación en suelos con hasta un 90% de finos (e.g. Kishida 1969). Se ha demostrado que la plasticidad es más importante como criterio de licuación que el contenido de finos (Seed et al., 2003).

Además, diversos autores han recomendado un criterio de límite líquido menor a 30, 35 o 37. (Seed et al., 2003). No obstante, se ha probado que este criterio no es prudente, puesto que existen casos donde suelos que no cumplen con él cuentan con moderado riesgo de licuación.

Se recomienda utilizar la relación de contenido de agua - límite líquido (w_c/LL) en su lugar (Bray y Sancio, 2006).

Desde una perspectiva geológica la licuación ocurre, sobre todo, en depósitos aluviales o litorales del Holoceno o Pleistoceno. La energía de deposición de los sedimentos incide en la susceptibilidad a la licuación, de tal manera que sedimentos depositados con mayor energía son menos propensos a licuar. Por ejemplo, suelos aluviales de zonas con mayor pendiente topográfica se han depositado con mayor energía, facilitando un paquetización más densa de su matriz y, en consecuencia, teniendo un comportamiento más dilatante. Lo opuesto es lo que ocurre con arenas de ríos en zonas costeras del centro-sur de Chile, las cuales se han depositado con baja energía facilitando el comportamiento contractivo.

La ocurrencia del fenómeno de licuación puede generar grandes deformaciones del suelo, las cuales se manifiestan como importantes asentamientos del terreno o mediante el desplazamiento lateral de este.

Durante el terremoto de Maule de 2010 se observó la ocurrencia del fenómeno de licuación en diversas áreas de Chile central, este fenómeno no fue exclusivo de este terremoto y también tuvo manifestaciones en los eventos de Illapel y Melinka. En el evento de Maule se observaron asentamientos del terreno de fundación y desplazamiento lateral del suelo, principalmente cuando estos se encontraban cerca de cuerpos de agua, como ríos y lagunas (Figura 2)



← **Figura 2:** En la foto superior se muestra la pérdida de capacidad soportante del suelo por efecto de licuación y volcamiento de estructura, mientras que en la foto inferior, deslizamiento lateral del suelo por efecto de licuación cerca de un cuerpo de agua (GEER, 2010).

3. Estado de la práctica

Existen cuatro niveles primarios recomendados para realizar un estudio de peligro de licuación. Primero debe establecerse el nivel de susceptibilidad en función de las características geomorfológicas locales del terreno. Segundo, se analizan los estratos de acuerdo a su granulometría y plasticidad. Tercero, se evalúa el potencial de licuación de acuerdo a métodos basados en ensayos SPT, CPT, Vs (velocidad de propagación de ondas de corte), o una combinación de ellos, y en la demanda sísmica específica del sitio. Luego, se evalúa el potencial de daño de acuerdo a índices de severidad. Por último, se evalúan medidas de mitigación en el caso que el daño calculado no sea aceptable.

El método simplificado, ampliamente utilizado para la evaluación del desencadenamiento de la licuación, fue propuesto por Seed e Idriss (1971). Este es la base de la mayoría de las metodologías utilizadas hoy en día, y un importante marco de referencia. Se trata de relaciones semi-empíricas, que contrastan la demanda sísmica de esfuerzo de corte (CSR) y un parámetro de capacidad del suelo (CRR) que cuantifica la resistencia cíclica del suelo, el cual es obtenido típicamente mediante el número de golpes del SPT o la resistencia a la penetración del CPT.

El término CSR es definido como la razón entre el esfuerzo de corte promedio y la tensión vertical efectiva, analizada en el perfil de suelo. Seed e Idriss (1971) introdujo el cálculo de CSR inducido por un terremoto mediante un método simplificado, el cual se evalúa a una profundidad "z" del perfil del suelo, y queda expresado por la siguiente ecuación.

$$CSR_{M_w, \sigma' v} = \frac{\tau_{avg}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d$$

En la ecuación anterior se define la demanda sísmica de esfuerzo de corte como una razón entre el 65% del esfuerzo cortante máximo ($0.65 * \tau_{max}$) y el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) a la profundidad que se está analizando. Este valor de esfuerzo cortante máximo puede estimarse a partir de análisis de respuesta dinámica de un sitio, sin embargo, lo más común en la práctica profesional es estimarlo mediante la ecuación simplificada propuesta por Seed e Idriss (1971). Estos autores definieron dicha expresión simplificada asumiendo un perfil de suelo rígido (i.e., bloque rígido) y una propagación de ondas de corte verticales. Esta ecuación simplificada estima el esfuerzo de corte máximo como función de la aceleración máxima horizontal (a_{max}), el esfuerzo vertical total (σ_v) y un factor de reducción del esfuerzo cortante (r_d). Este último factor busca reducir el esfuerzo de corte producto de la flexibilización del bloque rígido que se está resolviendo según la metodología simplificada de Seed e Idriss (1971).

El término de resistencia cíclica del suelo (CRR) se estima habitualmente utilizando la resistencia de los ensayos in-situ CPT y SPT después de múltiples correcciones que buscan estandarizar su valor.

En el estado de la práctica nacional el ensayo de penetración estándar (SPT) es el más utilizado para evaluar la ocurrencia del fenómeno de licuación. Este ensayo se basa en contabilizar el número de golpes necesarios para hincar 45 cm (contabilizados separadamente en tres series consecutivas de 15 cm), definiendo el número de golpes de resistencia del estrato (N_m) como la sumatoria de las últimas dos series. El peso y la altura de caída libre de la masa que golpea el sistema se encuentra normalizada y es igual a 63.5 kg y 76 centímetros, respectivamente. El recuento de los golpes (N_m), para el caso del ensayo SPT, se ve modificado según la expresión de la siguiente ecuación, estandarizando un valor de número de golpes a un 60% de energía N_{60} .

$$N_{60} = N_m C_E C_B C_R C_S$$

Los términos C_E , C_B , C_R y C_S hacen referencia a los factores de corrección por la energía aplicada por el martillo a 60%, por el diámetro del sondaje, por el largo de las barras de perforación y para el caso de muestras con o sin liner, respectivamente. Adicionalmente, es necesario corregir por el efecto del confinamiento de la muestra de suelo, para ello se recurre al factor C_N cumple ese rol, teniendo diferentes definiciones de acuerdo al autor que se consulte.

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

La última de las correcciones de la capacidad proviene de normalizar el número de golpes a lo que sería una arena limpia (*clean sand, cs*). Como se ha establecido, el contenido de finos (FC) en el estrato mejora la resistencia cíclica del suelo ($\Delta(N_1)_{60}$), por lo que se realiza un ajuste al valor $(N_1)_{60}$, en función del contenido de finos.

$$(N_1)_{60_{cs}} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = f(FC)$$

Luego, para el cálculo de CRR se establecen relaciones empíricas entre $(N_1)_{60_{cs}}$ y la resistencia cíclica del suelo para un terremoto de magnitud 7.5 y esfuerzos verticales efectivos de 1 atm ($CRR_{M=7.5, \sigma_v=1atm}$). En consecuencia, para incluir en la resistencia cíclica del suelo la dependencia

de la duración del evento se utiliza el factor de escala de magnitud del terremoto (MSF) y el factor de esfuerzo de sobrecarga efectiva (K_σ).

$$CRR_{M_w, \sigma' v} = CRR_{M=7.5, \sigma' v=1atm} * MSF * K_\sigma$$

Finalmente, el factor de seguridad para la licuación (FS_{lic}) queda expresado por la razón entre el esfuerzo ciclo inducido por el terremoto (demanda, CSR) y la resistencia cíclica del suelo (capacidad, CRR).

$$FS_{lic} = \frac{CSR_{M_w, \sigma' v}}{CRR_{M_w, \sigma' v}}$$

Cuando el factor de seguridad a la licuación (FS_{lic}) es menor que 1.0 se deduce que ocurrirá licuación, en el rango $FS_{lic} = 1.0 - 1.2$ se asume que la ocurrencia de licuación será marginal, mientras que $FS_{lic} > 1.2$ el estrato de suelo no licuará.

Como se ha podido establecer, muchos de los coeficientes y parametrizaciones varían según la metodología adoptada. En la actualidad son tres las líneas metodológicas principales que se utilizan en la práctica: Youd et al. (2001; de ahora en adelante Y01), Cetin et al. (2018; de ahora en adelante C18) y Boulanger e Idriss (2014; de ahora en adelante BI14).

La metodología Y01 es un sumario de las recomendaciones y estado de la práctica proveniente del workshop 1996 NCEER y 1998 NCEER/NSF enfocados en la evaluación de la resistencia de suelos licuables. Con respecto a BI14 es la evolución de la monografía de EERI "Soil liqufaction during earthquakes" (Idriss y Boulanger, 2008), de los mismos autores, la cual ha tenido constantes modificaciones y ajustes en el ese lapso de tiempo (e.g., Boulanger e Idriss, 2012). Finalmente, C18 es una actualización del trabajo de Cetin et al. (2004), donde se aumentó la base de datos y se refino el ajuste probabilístico a la ocurrencia de licuación.

En la actualidad el estudio de la licuación se ha volcado a un enfoque más probabilístico, de ahí que nace lo que se conoce como el análisis probabilístico de peligro de licuación (PLHA). El resultado del PLHA es una estimación del periodo de retorno de la ocurrencia de licuación, el cual puede ser cuantificado como un factor de seguridad (Kramer y Mayfield, 2007), un indicador de daño (Goda et al., 2011) o una estimación de

desempeño (e.g., asentamiento esperado). Una de las características principales de los análisis probabilísticos es la forma racional en considerar las incertidumbres asociadas a la ocurrencia de terremotos, los mecanismos de ruptura, la propagación de la onda sísmica y los efectos de sitio, todo lo anterior integrado en los múltiples escenarios potenciales. Además, los análisis PLHA pueden ser ampliados a modelos predictivos de asentamientos debido a licuación (e.g., Cetin et al., 2009), logrando así cuantificar las consecuencias desde un enfoque probabilístico y permitiendo avanzar hacia un diseño basado en desempeño (Atkinson y Goda, 2013).

3.1. PARÁMETROS QUE DEFINEN LA DEMANDA (CSR)

En términos de evaluación de la ocurrencia de licuación la demanda queda expresada por la razón CSR (acrónimo del término en inglés *Cyclic Stress Ratio*), que a su vez queda parametrizado principalmente por dos factores: PGAH (a_{max}) y r_d .

3.1.1. ACELERACIÓN MÁXIMA HORIZONTAL DEL SUELO (PGAH)

La aceleración horizontal máxima del suelo (PGA_H) puede ser obtenida de acuerdo con el siguiente orden de prelación: (1) análisis probabilísticos de peligro sísmico (PSHA) sitio específico, (2) análisis de respuesta de sitio, y (3) análisis determinístico de peligro sísmico (DSHA) complementado por el análisis de antecedentes históricos.

Al caracterizar la demanda sísmica a partir de un estudio de peligro sísmico deben utilizarse los valores de magnitud de momento (M_w) e intensidad (PGA_H) recomendados por dicho estudio. De esta forma es posible caracterizar de mejor forma la posible demanda sísmica para cierto nivel deseable de confianza (para efectos de este informe se recomienda utilizar una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años). Estos valores de M_w y PGA provienen del análisis de desagregación, y son obtenidos del escenario que controla el peligro sísmico en el sitio de estudio.

En un análisis de respuesta de sitio es necesario tener en consideración lo siguiente: (a) amplitud, contenido de frecuencia, y duración de los

registros seleccionados en el basamento rocoso (o en el estrato de suelo intermedios del perfil), (b) el espesor y propiedades mecánicas del sitio en consulta, incluyendo comportamiento no-lineal, (c) condiciones sísmicas tectónicas del sitio en estudio, y (d) cualquier consideración del sitio que pueda alterar la demanda sísmica en superficie (e.g., irregularidad topográfica). Es importante notar el énfasis en las características sitio-específicas que se deben adoptar para el análisis.

La metodología 3 (DSHA) debe ser restringida a un uso comparativo y suplementario a las metodologías (1 y 2) antes mencionadas. Solo se debe adoptar esta línea de estimación de demanda cuando se cuenten con registros de eventos sísmicos en el sitio de estudio, o muy homologables a él.

3.1.2. FACTOR DE REDUCCIÓN POR NO LINEALIDAD r_d

El parámetro r_d busca incorporar la flexibilidad del suelo y con ello las diferencias en esfuerzo de corte entre la superficie (donde se calcula a_{max}) y en profundidad. La definición de CSR del método simplificado asume una columna de suelo rígida y una propagación de ondas de corte verticales (Seed e Idriss, 1971). Diversos autores han obtenido expresiones para r_d , las cuales han sido desarrolladas luego de ejecutar varios análisis de respuesta de sitio a diversos perfiles de suelo. Las expresiones de r_d propuestas por las tres metodologías más utilizadas en la actualidad para evaluar el potencial de licuación son las mostrada en Tabla 1.

↓ Tabla 1: Formas funcionales para cálculo de r_d

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Forma funcional
Y01	z	$r_d = \frac{1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2}$
BI14	z, M_w	$r_d = e^{[\alpha(z) + \beta(z) M_w]}$ $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$ $\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$
C18	$z, M_w, a_{max}, V_{s12}^*$	<p>Para $z < 20m$</p> $r_d = \frac{(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s12}^*}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (-z + 0.0785 V_{s12}^* + 7.586)}})}{(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s12}^*}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (0.0785 V_{s12}^* + 7.586)}})}$ <p>Para $z > 20m$</p> $r_d = \frac{(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s12}^*}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (-z + 0.0785 V_{s12}^* + 7.586)}})}{(1 + \frac{-23.013 - 2.949 * a_{max} + 0.999 M_w + 0.0525 V_{s12}^*}{16.258 + 0.201 * e^{0.341 * (0.0785 V_{s12}^* + 7.586)}}) - 0.0046(z - 20)}$

(1) Variables explicativas:

Z = profundidad desde nivel de terreno, en metros

M_w = magnitud de momento

a_{max} = aceleración máxima horizontal del suelo, en g

V_{s12}^* = velocidad de onda de corte promedio en los primeros 12 metros de la columna de suelo.

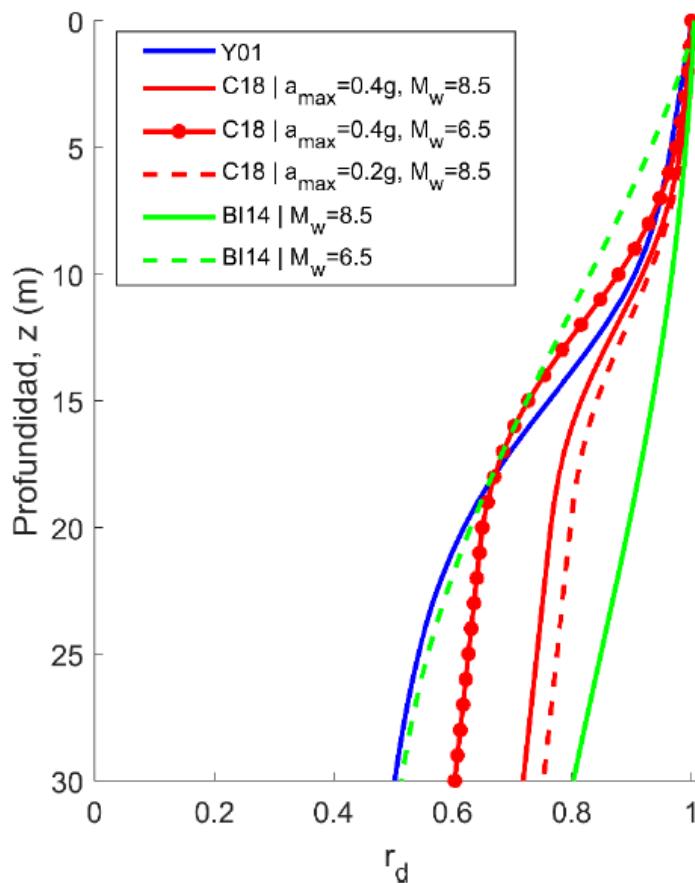
En la Figura 3 se muestra la comparación entre las diferentes formas de cálculo de r_d . Los valores de r_d decrecen de un valor unitario (aceleración en superficie) a medida que el estrato considerado se hace más profundo. Es importante notar algunos aspectos del parámetro r_d en estudio:

- 1. El parámetro r_d es dependiente de las características del terremoto** (e.g., aceleración máxima, magnitud y contenido de frecuencia), el perfil de velocidad de onda de corte del sitio (i.e. la rigidez) y la profundidad del sitio que se está analizando.

2. Mientras más profundo más flexible es la columna de suelo y, por tanto, r_d toma un valor más pequeño (si la respuesta fuese perfectamente rígida, r_d es igual a 1 pues se movería igual que en superficie).

3. C18 propone que, dado que la no-linealidad del suelo es función de la intensidad: a igual magnitud (M_w 8.5), mayor intensidad (0.4g, línea sólida roja) habrá mayor no linealidad del suelo y, por lo tanto, menores r_d que en una situación de intensidades más bajas e igual magnitud (0.2g, línea entrecortada roja).

4. C18 y BI14 obtienen que a menores magnitudes (línea punteada roja y entrecortada verde) se obtienen menores valores de r_d que en los escenarios de mayor magnitud. Esto es congruente con lo mostrado por Idriss (1999).



← Figura 3: Comparación de metodologías para obtención de r_d .

Para finalizar es importante notar que para efectos de estimar la demanda CSR el parámetro r_d tiene una influencia de primer orden y, en consecuencia, su correcto cálculo es importante.

3.2. PARÁMETROS QUE DEFINEN LA CAPACIDAD (CRR)

En términos de evaluación de la ocurrencia de licuación la capacidad del suelo queda expresada por la razón CRR (acrónimo del término en inglés Cyclic Resistance Ratio), que a su vez queda parametrizado principalmente por los siguientes factores: $(N_1)_{60}$, MSF , K_σ y $CRR_{M=7.5,\sigma'v=1atm}$.

3.2.1. AJUSTE POR CONTENIDO DE FINOS DEL NÚMERO DE GOLPES ($\Delta(N_1)_{60}$).

Los registros históricos muestran como suelos, en particular arenas, con un mayor contenido de finos (FC, en %) necesitan estar sometidos a una mayor demanda (CSR) para gatillar la licuación que arenas limpias (Youd et al., 2001; Idriss y Boulanger, 2004). Dado que las ecuaciones de capacidad del suelo frente a licuación (CRR) fueron desarrolladas en arenas limpias, estas capacidades (e.g. $(N_1)_{60}$) deben ser corregidas por el nivel de contenidos de finos. Las expresiones de $\Delta(N_1)_{60}$ para las tres principales metodologías para evaluar el potencial de licuación son las mostradas en Tabla 2.

↓ Tabla 2: Formas funcionales para cálculo de $\Delta(N_1)_{60}$

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Forma funcional
Y01	FC, $N_{1,60}$	$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$ $0, \text{ si } FC \leq 5\%$ $\alpha = \begin{cases} \exp(1.76 - (\frac{190}{FC^2})) & , \text{ si } 5 \leq FC \leq 35\% \\ 5.0 & , \text{ si } FC \geq 35\% \\ 1.0 & , \text{ si } FC \leq 5\% \end{cases}$ $\beta = \begin{cases} \exp(0.99 - (\frac{FC^{1.5}}{1000})) & , \text{ si } 5 \leq FC < 35\% \\ 1.2 & , \text{ si } FC \geq 35\% \end{cases}$
BI14	FC	$\Delta(N_1)_{60} = e^{\left[1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right]}$
C18	FC, $N_{1,60}$	$\Delta(N_1)_{60} = FC * (0.00167 * N_{1,60} + 0.089)$

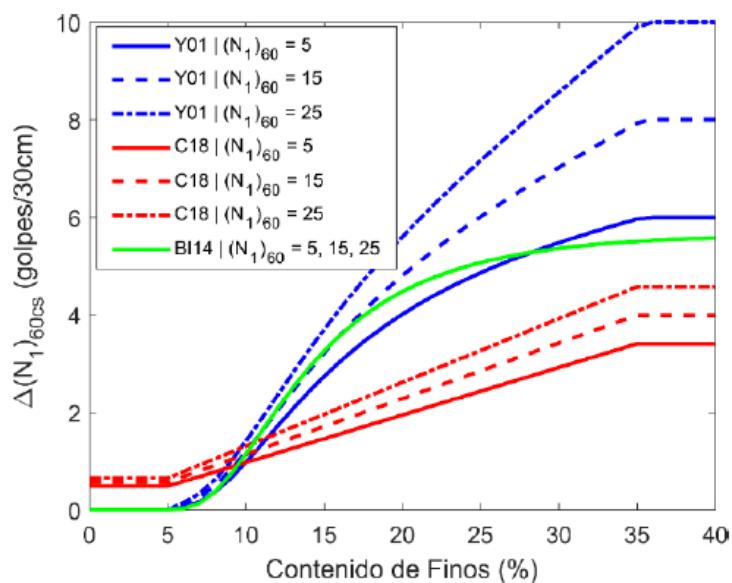
(1) Variables explicativas:

FC = Contenido de finos, en porcentaje.

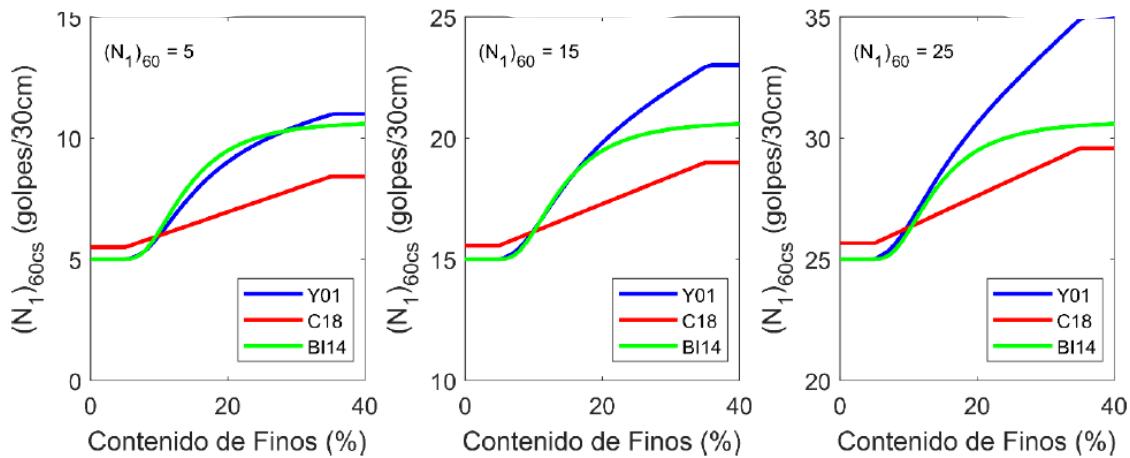
$N_{1,60}$ = Número de golpes del SPT normalizado.

En la Figura 4 se muestran gráficamente la comparación de las tres metodologías principales; aquí se puede ver cómo las metodologías de Y01 y BI14 asignan una corrección nula ($\Delta(N_1)_{60}=0$) para los suelos con bajo nivel de contenido de fino (FC<5%), a diferencia de C18 que lo corrige de forma marginal (~0.65). Con respecto al otro extremo, las tres metodologías muestran correcciones constantes para contenidos de finos mayores a 35%, lo cual es consistente con las observaciones experimentales que muestran que el comportamiento de arenas limosas a ese nivel de FC (%) está dominado por la matriz de suelo fino y, que, en consecuencia, las partículas de arena esencialmente flotan en la matriz fina (e.g., Mitchell y Soga, 2005). Esto es coherente en las tres metodologías, sin embargo, el valor máximo de corrección varía: Y01 fija un valor máximo de 10, 8 y 6 dependiendo del número de golpes del SPT normalizado: 25, 15 y 5, respectivamente. Por otro lado, C18 es más conservador fijando valores máximos de ~4.6, ~4.0 y ~3.4, para el mismo orden de número de golpes. Finalmente, BI14 fija un valor máximo igual a ~5.5, independiente del número de golpes. Estas diferencias hacen que sea imprescindible utilizar cada metodología con su propia recomendación de corrección de finos, rd y otras correcciones.

La elección de la metodología puede afectar significativamente el valor de CRR calculado, pues como se ha mencionado CRR depende directamente de $(N_1)_{60CS}$, y este a su vez, se ve afectado directamente por la corrección debido al contenido de fino. En la Figura 5 se muestra, por ejemplo, cómo, eligiendo la metodología de Y01 se puede lograr una importante capacidad extra debido al contenido de finos.



← Figura 4: Comparación de metodologías para la obtención de $\Delta(N_1)_{60}$



↑ Figura 5: Estimación de número de golpes normalizado en arenas limpias ($(N_1)_{60\text{cs}}$) para diferentes niveles de golpes y metodologías de cálculo.

3.2.2. FACTOR DE ESCALAMIENTO POR MAGNITUD (MSF)

La capacidad del suelo debe ser ajustada por un factor de escalamiento por magnitud (MSF), pues en las metodologías descritas el valor de capacidad CRR es determinada para un valor fijo de magnitud (típicamente igual a 7.5). La capacidad del suelo depende del número de ciclos de la carga dinámica y esta, a su vez, está relacionada con la magnitud del terremoto.

Ejemplos de formas funcionales de MSF se muestran en la Tabla 3, estas dependen exclusivamente de la magnitud, a excepción de la metodología de BI14 que modifica el factor en función de la resistencia del suelo (parámetro $(N_1)_{60\text{cs}}$). En la Figura 6 se muestra gráficamente la comparación de las tres metodologías principales.

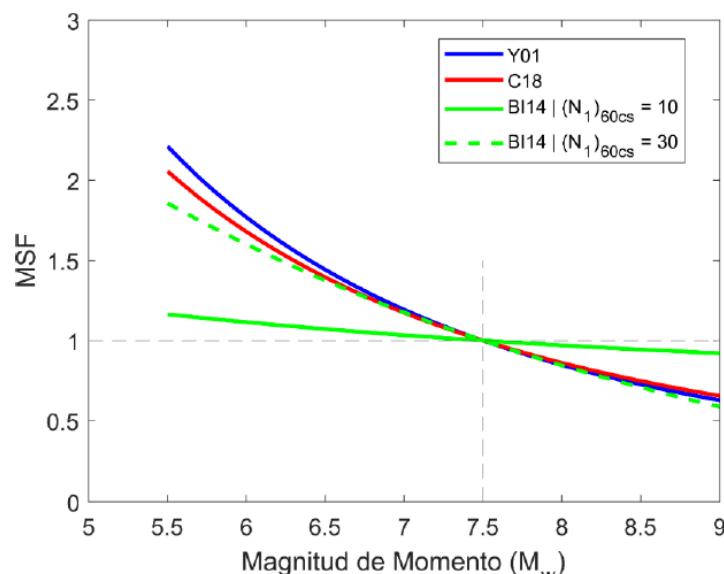


Figura 6. →
Comparación de metodologías para la obtención de MSF.

↓ Tabla 3: Formas funcionales para cálculo de MSF

Metodología	Variables explicativas (1)	Forma funcional
Y01	M_w	$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56}$
BI14	$M_w, (N_1)_{60CS}$	$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1)(8.64 e^{(-\frac{M_w}{4})} - 1.325)$ $MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$
C18	M_w	$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.324}$

(1) Variables explicativas:
 M_w = Magnitud de momento.
 $(N_1)_{60CS}$ = Número de golpes de SPT normalizado en arena limpia.

3.2.3. ESCALAMIENTO POR CONFINAMIENTO ($K\sigma$)

El comportamiento y resistencia de una arena frente a una carga dinámica depende de la presión de confinamiento efectiva. El gran argumento técnico para sustentar esta dependencia son los principios de "estado crítico", estos muestran que suelos a una misma densidad (o SPT normalizado) pueden ser más o menos licuables, a igual CSR, si ellos se encuentran a un mayor (o menor) presión de confinamiento, de aquí viene el concepto de Parámetro de Estado (Ψ) propuesto por Been y Jefferies (1985).

Las formas funcionales para $K\sigma$ se muestran en la Tabla 4, estas dependen de la tensión vertical efectiva y un nivel de densidad relativa (cuantificado como DR directamente o $(N_1)_{60cs}$).

↓ Tabla 4: Formas funcionales para cálculo de K_σ

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Forma funcional
Y01	σ'_v, DR, P_a	$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{(f-1)}$ $DR = 40 - 60\% \rightarrow f = 0.7 - 0.8$ $DR = 60 - 80\% \rightarrow f = 0.6 - 0.7$
BI14	$\sigma'_v, (N_1)_{60cs}, P_a$	$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$ $C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3$
C18	σ'_v, P_a	$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{-0.336}$

(1) Variables explicativas:

DR = Densidad relativa, en porcentaje

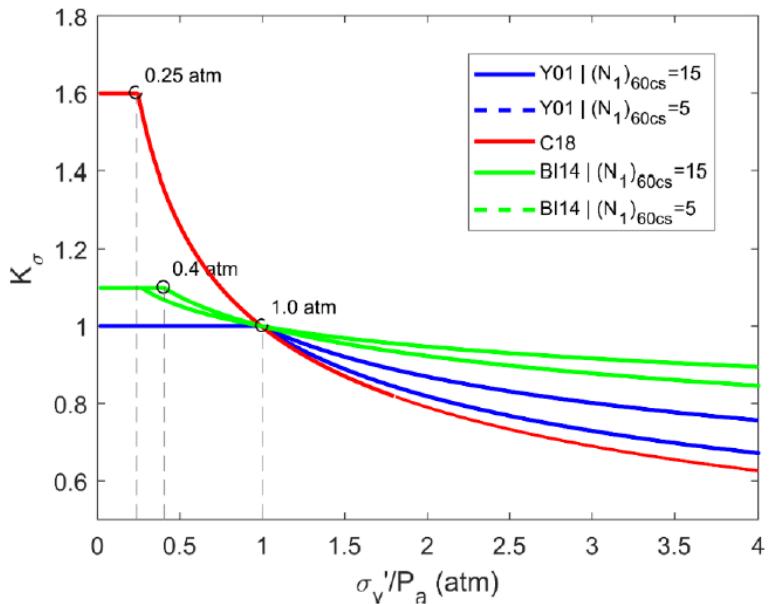
$(N_1)_{60CS}$ = Número de golpes de SPT normalizado en arena limpia

σ'_v = tensión efectiva vertical en el suelo, en kPa

P_a = Presión atmosférica, igual a 101.8 kPa.

En la Figura 7 se muestra gráficamente la comparación de K_σ las tres metodologías principales. Como se ha indicado este factor es dependiente principalmente de la tensión vertical efectiva del suelo y densidad relativa, sin embargo, C18 que no utiliza este último parámetro.

C18 encontró que la influencia de DR es leve sobre el factor de confinamiento. Adicionalmente, estos autores establecieron un margen de validez entre 0.25 y 1.8 atm, para niveles de confinamiento mayores el comportamiento de este factor es incierto.



← Figura 7: Comparación de metodologías para la obtención de $K_{\sigma'}$

3.2.4. RESISTENCIA CÍCLICA NORMALIZADA ($CRR_{M=7.5,\sigma'=1atm}$)

Para estimar la capacidad del suelo frente al fenómeno de la licuación se establecen correlaciones entre la resistencia de una arena normalizada limpia, mediante el parámetro $(N_1)_{60cs}$, y una capacidad (CRR) normalizada a una magnitud $7.5M_w$ y presión de confinamiento $\sigma'_v = 1 \text{ atm}$. Como se ha enunciado previamente, este valor debe ser posteriormente ajustado por magnitud (MSF) y confinamiento ($K\sigma$).

Las formas funcionales se muestran en la Tabla 5. Las metodologías de Y01 y BI14 son exclusivamente dependientes de $(N_1)_{60cs}$, C18 establece una ecuación en función de múltiples variables. Para efectos prácticos C18 recomienda utilizar el valor mediano de probabilidad de ocurrencia de licuación (e.g., PL = 0.5 ó 50%) en su ecuación de CRR normalizado, en consecuencia, numéricamente el término $\Phi^{-1}(P_L)$ es igual a cero.

↓ Tabla 5: Formas funcionales para cálculo de $CRR_{M=7.5,\sigma'v=1atm}$

Metodología	Variables explicativas (1)	Forma funcional
Y01	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{M=7.5,\sigma'v=1atm} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200}$
BI14W	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{M=7.5,\sigma'v=1atm} = e^{\left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]}$
C18	$(N_1)_{60}$, M_w , FC, $\sigma'v$, P_a , P_L	$CRR_{M=7.5,\sigma'v=1atm} = \exp \left(\frac{N_{1,60} (1 + 0.00167 FC) - 27.352 \ln(M_w) - 3.958 \ln\left(\frac{\sigma'}{P_a}\right) + 0.089 FC + 16.084 + 2.95 \Phi^{-1}(P_L)}{11.771} \right)$

(1) Variables explicativas:

$(N_1)_{60cs}$ = Número de golpes de SPT normalizado en arena limpia.

M_w = Magnitud de momento.

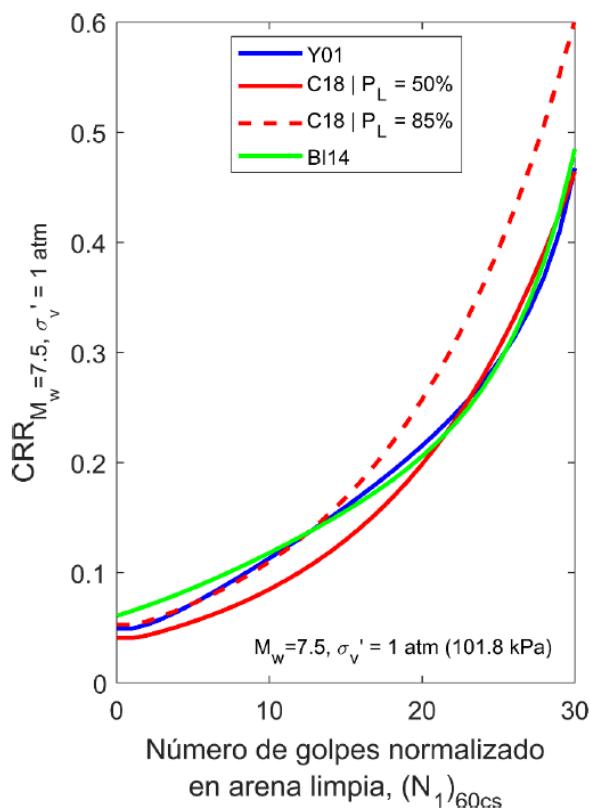
FC = Contenido de fino, en porcentaje %.

$\sigma'v$ = Tensión efectiva vertical en el suelo, en kPa.

P_a = Presión atmosférica, igual a 101.8 kPa.

P_L = Probabilidad de ocurrencia de licuación (entre 0 y 1). $\Phi^{-1}(P_L)$ es la función normal inversa del valor de probabilidad.

En la Figura 8 se muestra gráficamente la comparación de las tres metodologías principales. Se grafica la ecuación de C18 para dos niveles de probabilidad de licuación ($P_L = 50$ y 85%), como se describió anteriormente se recomienda utilizar para análisis preliminares un valor mediano de probabilidad. Las curvas de Y01 y BI14 no difieren mucho en todo el rango de número de golpes de interés ($(N_1)_{60CS} \sim 0-30$), mientras que C18 coincide en el rango de suelos rígidos ($(N_1)_{60CS} > 20$).



← **Figura 8:** Comparación de metodologías para la obtención de $CRR_{M=7.5,\sigma'v=1atm}$.

3.3. ENFOQUE PROBABILÍSTICO DE LA OCURRENCIA DE LICUACIÓN

Estudios más recientes (Boulanger e Idriss, 2012; Cetin et al., 2018) han complementado al enfoque determinismo del análisis de licuación un enfoque probabilístico. Ambos autores recalcan la importancia de complementar los estudios que se hacen en la actualidad con análisis probabilísticos. A pesar de lo anterior, se recomienda tener juicio crítico con las formas funcionales seleccionadas, su aplicabilidad y el tratamiento de la incertidumbre de las variables de entrada.

En la Tabla 6 se resumen las dos metodologías probabilísticas más utilizadas en el estado de la práctica, mientras que en la Figura 9 y Figura 10 se grafican independiente y conjuntamente, para su análisis comparativo. Ambos modelos utilizan directa o indirectamente las mismas variables explicativas.

↓ Tabla 6: Metodologías probabilísticas de análisis de licuación.

Metodología	Variables explicativas (1)	Forma funcional
BI14W	$(N_1)_{60cs}$, $CSR_{M=7.5,\sigma'_v=1atm}$, $\sigma_{\ln(R)}$	$P_L = \Phi \left\{ \frac{\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right]^2 - \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right]^3 + \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right]^4}{-2.67 - \ln(CSR_{M=7.5,\sigma'_v=1atm})} \right\}$
C18	$(N_1)_{60}$, CSR_{M,σ'_v} , M_w , FC, σ_v'	$P_L = \Phi \left\{ \frac{(N_1)_{60}(1 + 0.00167FC) - 11.771 \ln(CSR_{M,\sigma'_v})}{-27.352 \ln(M_w) - 3.958 \ln(\frac{\sigma'_v}{P_a}) + 0.089FC + 16.084} \right\}$

(1) Variables explicativas:

$(N_1)_{60CS}$ = Número de golpes de SPT normalizado en arena limpia

M_w = Magnitud de momento

FC = Contenido de fino, en porcentaje %

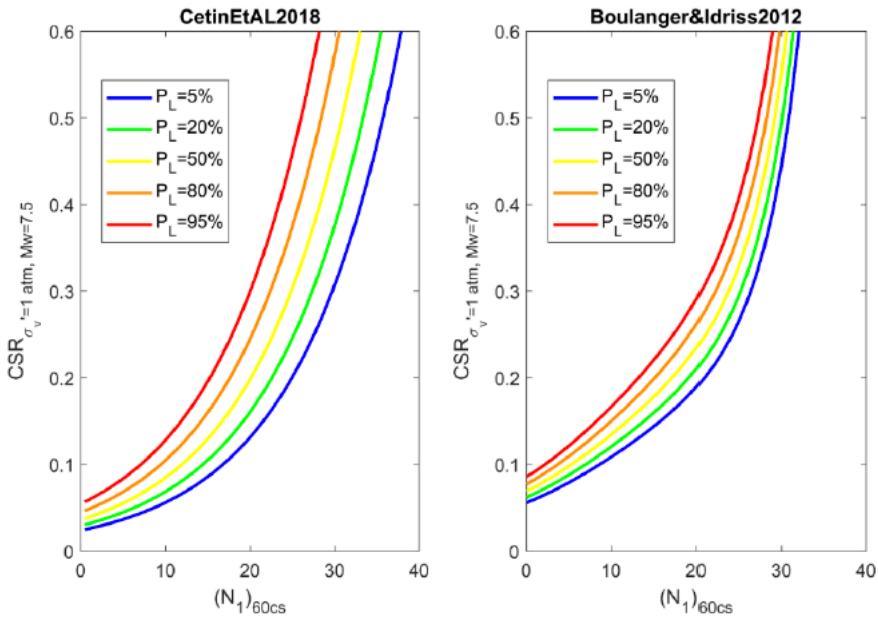
σ'_v = tensión efectiva vertical en el suelo, en kPa

P_a = Presión atmosférica, igual a 101.8 kPa.

PL = Probabilidad de ocurrencia de licuación (entre 0 y 1). $\Phi^{-1}(PL)$ es la función normal inversa del valor de probabilidad.

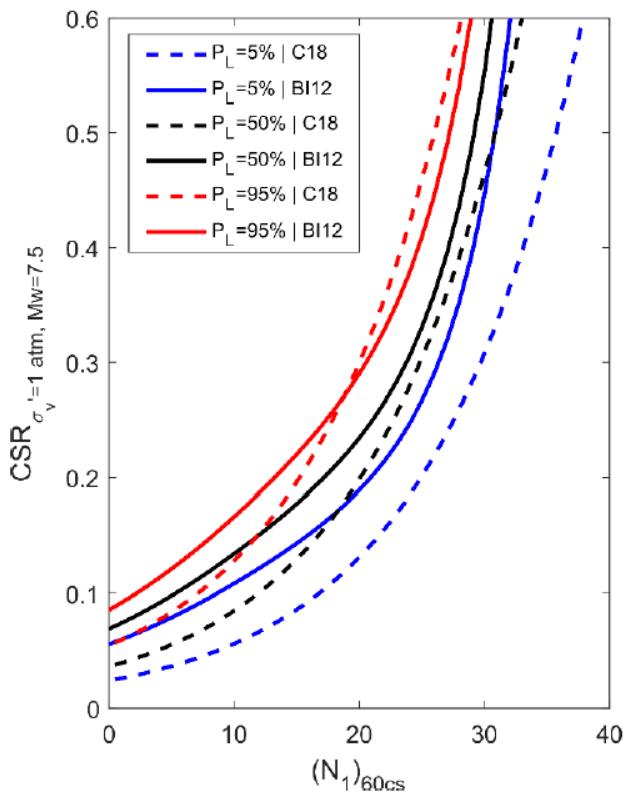
$\sigma_{\ln(R)}$ = desviación del modelo de BI12, igual a 0.13.

σ_e = desviación del modelo de C18, igual a 2.95.



← Figura 9: Metodologías probabilísticas de ocurrencia de licuación. A la izquierda Cetin et al. (2018), mientras que a la derecha Boulanger e Idriss (2012).

Comparativamente ambos modelos muestran curvas similares para suelos que licuan con alta probabilidad ($P_L=95\%$), sin embargo, son disímiles en la curva de baja probabilidad ($P_L=5\%$).



← Figura 10. Comparación de metodologías probabilísticas de ocurrencia de licuación.

3.4. OTRAS METODOLOGÍAS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN APLICABLES

3.4.1. METODOLOGÍAS DE RESISTENCIA CÍCLICA CON BASE EN CPT

Paralelamente a las metodologías de resistencia a la penetración estándar (SPT) existen metodologías de resistencia cíclica en base al ensayo de penetración de cono (CPT o CPTu). Este ensayo se basa en la penetración de un cono a una velocidad constante (típicamente 2 cm/seg), mientras se va midiendo la resistencia de punta, presión de poros y fuste del estrato de suelo deformado. Cuando se miden presiones de poros se llama CPTu. En estos mismos equipos, dependiendo del modelo, es posible realizar ensayos down-hole para estimar un perfil de velocidad de ondas de corte (versión s-CPTu), presiómetro, permeabilidad, etc.

El uso del ensayo CPT ha tenido un gran aumento en el estado de la práctica internacional, debido principalmente a las ventajas comparativas versus el SPT: es una medición continua, costo ejecución más baja y de mejor repetibilidad, que provee un detallado perfil de las características del suelo. Sin embargo, también tiene ciertas desventajas, en términos prácticos aún tiene poco uso en la ingeniería nacional (por lo que su data disponible es aún escasa) y muchas de las versiones de CPT disponibles no consideran recuperación de la muestra analizada, por lo que sus clasificaciones se basan en correlaciones basadas en las características del suelo (dependencia de variables).

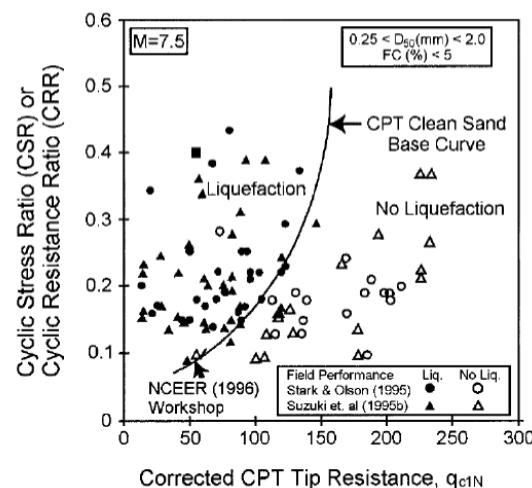


Figura 11. →

Resistencia cíclica con base en resistencia de punta del cono (Robertson y Wride, 1998).

Con respecto a las metodologías de resistencia cíclica se tienen tres metodologías principales: Robertson y Wride (1998, Figura 11), Moss et

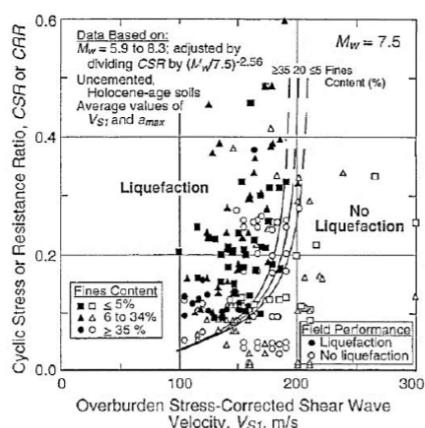
al. (2006) y Boulanger e Idriss (2014). Todas estas metodologías tienen un esquema conceptual común, se utiliza el parámetro de comportamiento del suelo, I_c (Soil Behaviour Type index), para correlacionar y normalizar la capacidad y resistencia del suelo. Como se ha mencionado, la resistencia de CPT requiere correcciones basados en las características del suelo, que pueden ser significativas en suelos arenosos con alto contenido de finos. Más detalles de estas correcciones se pueden encontrar en Robertson y Wride (1998) y Robertson (2016).

3.4.2. METODOLOGÍAS DE RESISTENCIA CÍCLICA CON BASE EN VS

Las metodologías de cuantificación de resistencia cíclica con base en perfil de velocidad de onda de corte son principalmente dos: Andrus y Stokoe (2000, Figura 12) y la propuesta por Kayen et al. (2013).

Estas propuestas de cálculo tienen poco uso en la práctica, debido principalmente a sus limitaciones desde una perspectiva conceptual: no es un método robusto, pues la velocidad de onda de corte es un ensayo asociado con bajos niveles de deformación del suelo, mientras que la licuación es un fenómeno de grandes deformaciones. Esta incompatibilidad de escalas en las deformaciones ha hecho que estos análisis sirvan principalmente de complemento más que para descartar o no la ocurrencia de licuación. Además, comparado con Vs, los ensayos CPT y SPT tienen la ventaja de correlacionar más directamente con la densidad relativa, la que, a su vez, es una variable de primer orden en el comportamiento cíclico en arenas saturadas.

Por otro lado, el parámetro Vs es una medición directa de las características del suelo por lo que no requiere conceptualmente correcciones (como por ejemplo por contenido de finos).



← Figura 12. Resistencia cíclica con base en velocidad de onda de corte normalizada por confinamiento, V_{S1} (Andrus y Stokoe, 2000)

Robertson (2015) propone una metodología de Vs conjunta con CPT para descartar ocurrencia de licuación. Los métodos basados en Vs requieren especial cuidado y entendimiento de ciertos suelos con características inusuales de índice de vacíos-densidad relativa o de cementación; ellos no se pueden distinguir con claridad utilizando métodos de exploración geofísica (Kayen et al., 2013). En términos prácticos se asume que un estrato no licúa cuando tiene una velocidad de onda de corte superior a 300 m/s.

3.4.3. NORMATIVA NACIONAL

En el contexto nacional existen dos reconocidos cuerpos normativos que hacen referencia al fenómeno licuación, estos son: la norma NCh3364 y el Manual de Carreteras.

Con respecto a la norma NCh3364 “Geotecnia – Ensayo de Penetración Estándar”, en particular en su Anexo A (normativo) “Evaluación del índice de penetración estándar para su aplicación en la estimación del potencial de licuación de suelos arenosos”, se hacen referencia, principalmente, a las correcciones del número de golpes del ensayo de penetración estándar (NsPT). Es importante mencionar que la metodología aplicable para la evaluación de licuación no es el objeto de este cuerpo normativo, por lo que lo deja a disposición y criterio del consultor. Las expresiones para normalizar y corregir el valor de número de golpes son las recomendaciones del artículo “Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils” (Youd et al., 2001). En consecuencia, el número de golpes normalizado queda definido por:

$$(N_1)_{60} = (N_m * C_N) C_E C_B C_R C_S$$

En donde,

N_m : número de golpes para penetrar desde 15 cm a 30 cm + número de golpes para penetrar desde 30 cm a 45 cm.

N_1 : índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm² aplicables sólo a suelos que clasifican como arena.

$(N_1)_{60}$: índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 1 kgf/cm² y corregido al 60% de la energía normalizada, sólo a suelos que clasifican como arena.

C_N	: factor de normalización a presión confinante de 1 kgf/cm ² .
C_E	: factor de corrección para llevar al 60% de la energía teórica del ensayo.
C_B	: factor de corrección por diámetro del sondaje.
C_R	: factor de corrección por largo de barras.
C_S	: factor de corrección para cucharas con o sin liner.

Para calcular el valor CN se utiliza la siguiente expresión:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n$$

donde,

P_a	: presión atmosférica (1 kgf/cm ²).
σ'_v	: tensión efectiva vertical a la profundidad de ensayo, en las mismas unidades de P_a
n	: exponente que depende del material

El valor del exponente "n" varía con la densidad, el tamaño de partícula, la razón de preconsolidación y la edad del suelo. Valores típicos del exponente "n" en arenas limpias, que se usan actualmente en la práctica, se encuentran en el rango de 0.45 a 0.60. El valor típico utilizado en la práctica es $n = 0.5$. Los ensayos de laboratorio que indican que el exponente "n" es cercano a 0.40 en arenas densas, mientras que aumenta para condiciones más sueltas. Con respecto a arenas con alto contenido de finos (>15%), se esperaría un valor cercano a 1.0, a menos que se produzca liberación de la presión de poros (i.e., drenaje). En el caso de ocurrir drenaje se recomiendan valores en el rango de 0.60-0.70. Notar que el factor CN puede alcanzar valores considerables a bajas profundidades, en este contexto, algunos investigadores han recomendado limitar los valores de CN a aproximadamente 1.7 (Youd et al., 2001) a muy bajas profundidades (bajos niveles de tensión efectiva vertical), también existen autores que lo limitan a 2.0 (Cetin et al., 2018). En la Figura 13 se muestran los valores típicos para diferentes de las expresiones de CN.

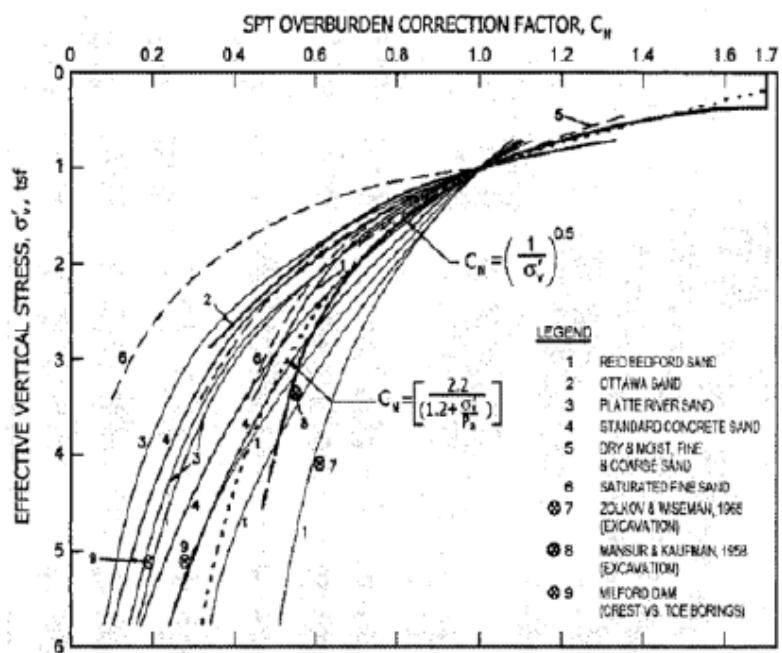
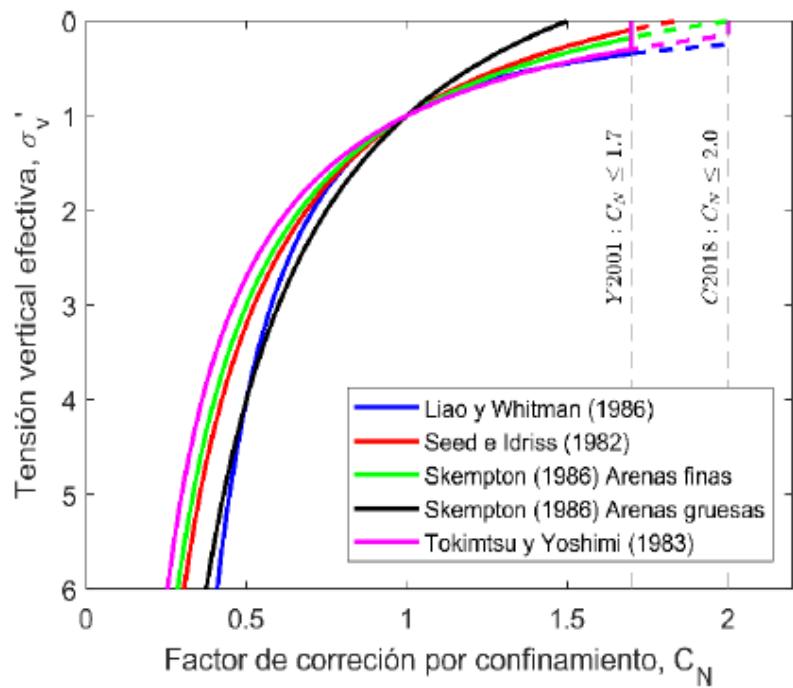


Figura 13. →

Factores de corrección por confinamiento (C_N) típicos. A la derecha se muestran valores de C_N para diferentes suelos (tomada de Youd et al. (2001)).

Adicionalmente, los factores de corrección C_E (por energía, notar que ER_i es la razón de energía transmitida por las barras de perforación, expresado como porcentaje), C_B (por diámetro de perforación), C_R (por largo de barras) y C_S (por uso o no de liner), queda resumido en la Tabla 7.

↓ Tabla 7: Factores de corrección típicos

Factor de corrección por energía		
CE	$C_E = \frac{ER_I}{60}$	
Factor de corrección por diámetro de perforación		
CB	Diámetro de la perforación, mm	Valor
	65 a 115	1.00
	150	1.05
	200	1.15
Factor de corrección por largo de barras		
CR	Para martinet manual	
	Largo total (L_t), m	Valor
	≤ 3	0.75
	> 3	1.00
	Para martinet automático	
	Largo total (L_t), m	Valor
	≤ 3	0.75
	3 < L_t ≤ 4	0.80
	4 < L_t ≤ 6	0.85
	6 < L_t ≤ 10	0.95
	10 < L_t ≤ 30	1.00
Factor de corrección por uso o no de liner		
CS	Cuchara estándar	Valor
	Con liner	1.00
	Sin liner	1.10 - 1.30

Manual de Carreteras

El otro cuerpo normativo nacional aplicable al fenómeno de licuación es el Manual de Carreteras, en su volumen Nº3, en que se presentan procedimientos para evaluar la licuación en función de la geomorfología (sección 3.602.406(1)), granulometría (sección 3.602.406(2)), estratigrafía del terreno (sección 3.602.406(3)) y métodos basados en sondajes (sección 3.602.406(4)) como el método japones y NYSDOT.

Como nivel de estudio preliminar, recomienda diagnosticar cualitativamente el riesgo de licuación a través de la geomorfología, con ella se puede descartar la ocurrencia de licuación utilizando antecedentes generales.

El método por geomorfología se basa en la escala de riesgo de licuación obtenida de "Collection of Surface data for the prediction of Liquefaction Potential, Susumu Yasuda (1999), Ishihara (1991)", donde clasifica el riesgo como alto, medio, bajo y nulo dependiendo de las características locales del terreno como rellenos estructurales, playas artificiales, estratos con cohesión, rocas, cerros, etc.

Al comienzo del estudio de licuación la evaluación del riesgo de licuación por granulometría se realiza por dos métodos: Perlea y Perlea (1984) el cual solo depende del porcentaje que pasa por las aberturas del ensayo granulométrico (i.e., bandas granulométricas) y el método de Boulanger e Idriss (2006), el que considera el índice de plasticidad y el límite líquido de las muestras.

Para evaluar por estratigrafía se utiliza el método de obtenido de Ishihara (1985), el que depende de la geometría (i.e., espesor) de los estratos licuables y no licuables, y la presencia o ausencia de estratos impermeables tanto en los laterales como en el fondo.

Luego, dentro de los métodos basados en sondajes o ensayos está el método Japonés para evaluar el potencial de licuación, este se basa en una variante del análisis simplificado de Seed e Idriss (1971), donde se compara el esfuerzo cortante generado por el sismo y la resistencia a la licuación mediante correlaciones de SPT y ensayos triaxiales cíclicos de laboratorio. Se calcula un factor de seguridad a la licuación (FL) en profundidad para los distintos estratos.

El segundo método basado en los resultados del SPT es el Método NYSDOT, que, de igual forma, es una variante simplificada de Seed e Idriss (1971), este se basa en los resultados del ensayo SPT, análisis granulométrico y límites de consistencia. Este método utiliza una forma no lineal para relacionar la razón del esfuerzo cíclico con la magnitud del evento.

En la actualidad tanto el método Japonés como el NYSDOT se encuentran obsoletos, la metodología más utilizada en Chile para evaluar el potencial de licuación se encuentra en el Anexo N°3 del Manual de Carreteras, este método consiste en evaluar el potencial de licuación del suelo utilizando el método simplificado de Seed e Idriss (1971) basado en calcular un factor de seguridad a la licuación, comparando la razón entre el esfuerzo cíclico resistente (CRR) y el esfuerzo cíclico solicitante (CSR).

El valor de la demanda cíclica (CSR), se obtiene de:

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d$$

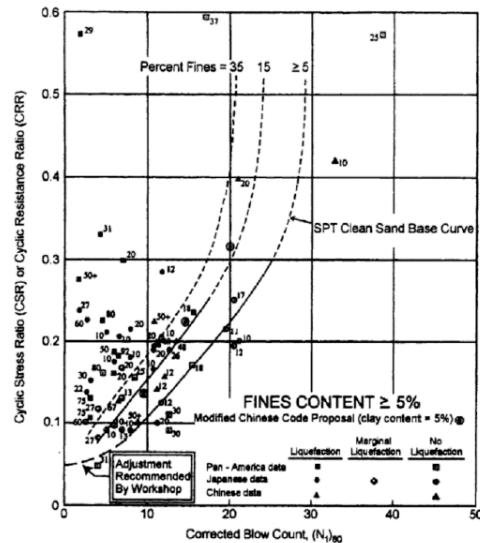
Donde los coeficientes ya fueron mencionados en secciones anteriores, pero la forma de calcular el factor de reducción por profundidad r_d se obtiene de Liao y Whitman (1986) donde:

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z; && \text{para } z \leq 9.15 \text{ (m)} \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z; && \text{para } 9.15 \text{ (m)} \leq z \leq 23 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Finalmente, recomienda obtener la resistencia cíclica en función del número de golpes corregidos por arenas limpias ($N_{1:60}$) de la Figura 14. Este valor corresponde para un evento de magnitud 7.5 (M_w), el cual posteriormente se ajusta para otras magnitudes. La curva considera el porcentaje de finos del suelo, los que aumentan la resistencia a la licuación, además que para valores mayores a $(N_{1:60}) = 30$, asume que el estrato no licua.

Figura 14. →

Curva base de SPT para arenas limpias para magnitudes de sismo 7.5 con datos de casos históricos de licuación (Modificado a partir de Seed et al., 1985)



Una forma aproximada de obtener la curva el gráfico anterior es utilizando el método de Y01:

$$CRR_{M=7.5, \sigma' v=1atm} = \frac{1}{34-(N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60cs}+45)^2} - \frac{1}{200}$$

La influencia del contenido de finos se obtiene del método de Seed et al. (1985) donde el valor CRR aumenta con el contenido de finos (FC).

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

Donde:

$\alpha = 0$;	$FC \leq 5\%$
$\alpha = \exp(1.76 - \frac{190}{FC^2})$;	$5\% \leq FC \leq 35\%$
$\alpha = 5.0$;	$35\% \leq FC$
$\beta = 1.0$;	$FC \leq 5\%$
$\beta = (0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000})$;	$5\% \leq FC \leq 35\%$
$\beta = 1.2$;	$35\% \leq FC$

El número de golpes a utilizar debe ser corregido por factores ya mencionados en las secciones anteriores. Dada la complementariedad normativa, se recomienda los coeficientes de corrección de la norma NCh3364.

La corrección por magnitud del terremoto se realiza con el coeficiente MSF, obtenido de Seed e Idriss (1982), este permite normalizar la

metodología para poder comparar el valor de CRR con CSR. Como se aprecia en la Figura 15, para magnitudes menores a 7.5 Mw existe un aumento en la resistencia con factores de MSF que van desde 1 hasta 4.5. Existe un problema cuando se quieren considerar magnitudes iguales o mayores 8.5 Mw (caso representativo de la zona de subducción chilena), dado que hay una disminución de la resistencia que dependiendo de la metodología utilizada puede considerar valores de MSF desde 0.9 hasta 0.4.

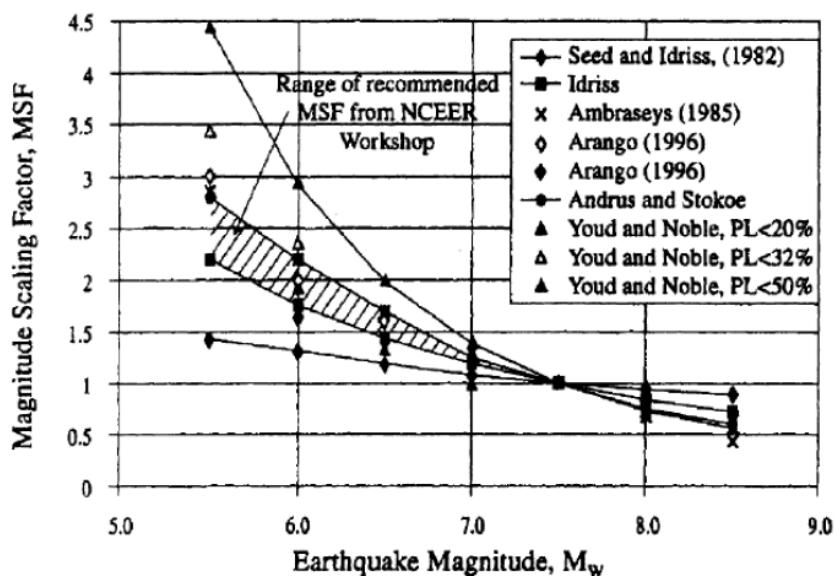


Figura 15. Factor de escalamiento por Magnitud, Varios investigadores (Youd y Noble, 1997).

Finalmente, el factor de seguridad para evaluar la licuación es:

$$F.S. = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) MSF$$

Donde, si $F.S. < 1.0$ el estrato es potencialmente susceptible a licuación. Finalmente, de acuerdo al MC Vol. 3 (2015) se deben ejecutar ambos métodos anteriores (japonés y NYSDOT) para el diagnóstico de potencial de licuación, y en caso de que exista discrepancia en los resultados se selecciona el más desfavorable. Es importante recalcar que estos métodos están desactualizados con respecto a los mostrados en el capítulo anterior.

3.5. DISCUSIÓN DE LA PERTINENCIA METODOLÓGICA EN EL AMBIENTE SISMOTECTÓNICO CHILENO

Todas las metodologías antes mencionadas se encuentran calibradas principalmente con base en evidencia de terremotos corticales. Estudios recientes (e.g. Montalva y Leyton, 2014; Montalva et al., 2017) indican que se genera un sesgo al ser utilizadas en eventos de carácter subductivo, debido a las diferencias en los parámetros físicos que gobiernan ambos tipos de eventos.

La duración, el contenido de frecuencias, y la cantidad de energía son parámetros que diferencian fuertemente los eventos subductivos de los corticales. La falta de una metodología que incluya estos parámetros pareciese ser uno de los principales motivos de los distintos desempeños.

La demanda sísmica se expresa en términos de la razón de tensión cíclica, (CSR), la cual incorpora una demanda probable, magnitud y aceleración máxima, estimada a partir de un análisis de riesgo (o peligro) sísmico, o escogida de forma determinística (i.e. arbitraria).

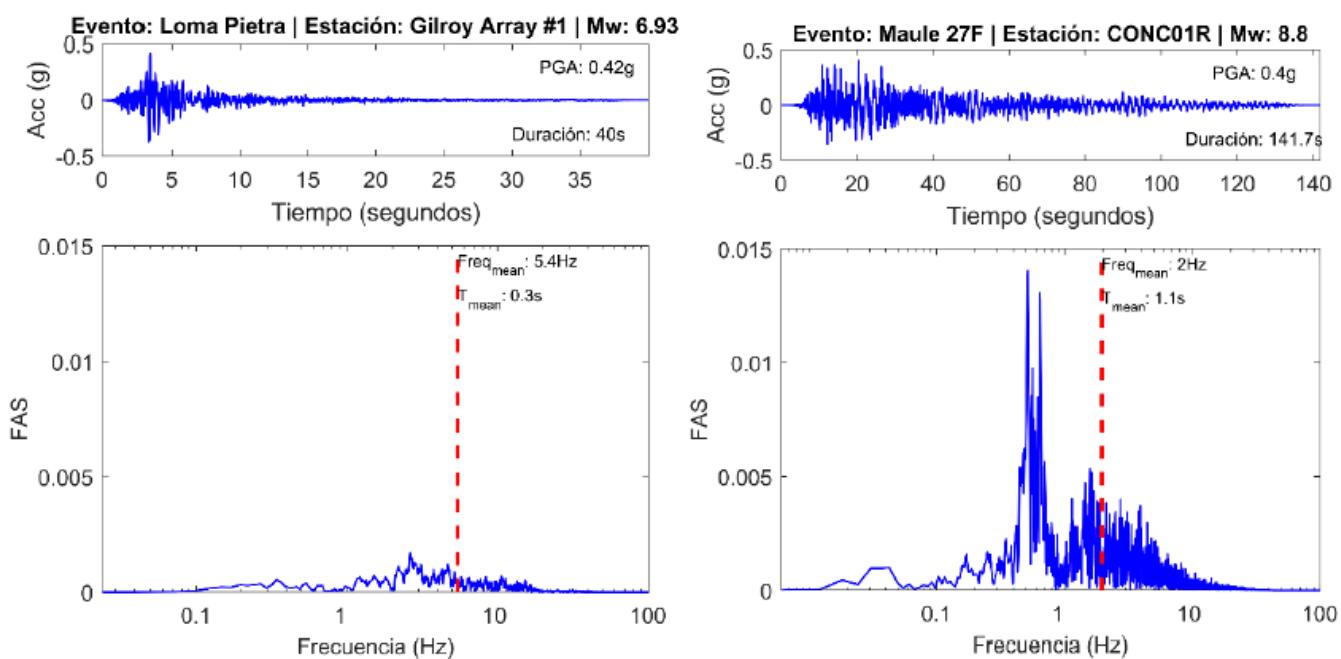
El uso de una medida de intensidad peak como la aceleración horizontal máxima (i.e., PGA), si bien se ha probado útil en la estimación de potencial de licuación para eventos corticales, resulta insuficiente para caracterizar la demanda en casos de terremotos largos y con series de tiempo complejas, como los eventos en zonas de subducción. Se observa que los métodos simplificados cuentan con desempeños adecuados entre 80% y 90% (e.g. Youd et al., 2001; Idriss y Boulanger, 2008), mientras que entre 50% y 60% para zonas de subducción.

En particular la metodología Idriss y Boulanger (2008) presenta un error cercano al 11% de acuerdo a la evaluación de la base de datos utilizada por sus autores. Sin embargo, para Chile se han mostrado errores del orden de 43% (Montalva et al., 2017). Esto es definiendo el error como sitios en dónde la predicción de desencadenamiento de licuación no concuerda con lo observado en sismos recientes, dividido por el total de los sitios evaluados.

El tipo de error predominante es del tipo I (falso positivo), es decir, sitios donde no hubo evidencia de licuación, sin embargo, la metodología sí predice licuación y manifestación superficial. Esto ocurre no solo en

eventos documentados en la zona subductiva chilena (Maule 2010 e Illapel 2015), si no también se observa para otros eventos de similares características. Por ejemplo, la evidencia y los análisis realizados tras Tohoku, 2011 (Cox et al., 2013), muestran una baja cantidad de falsos negativos y sí una cantidad significativa de falsos positivos.

La Figura 16 muestra, a modo de ejemplo, la diferencia en registros de aceleraciones localizados en zonas de régimen tectónico no subductivo y subductivo. Una alternativa para explicar la gran cantidad de falsos positivos es la generación de condiciones de drenaje parcial. En los eventos corticales la duración de la demanda sísmica es significativamente menor que en los eventos subductivos, por lo cual es menos probable que se desarrollen condiciones para un drenaje parcial.



↑ **Figura 16:** Comparación de registros sísmicos corticales (a la izquierda, evento Loma Prieta 1989, estación Gilroy #1) con eventos de subducción (a la derecha, evento Maule 27F, estación San Pedro de la Paz). Arriba: aceleración versus tiempo. Abajo: Amplitud de Fourier versus frecuencia.

Por otra parte, en ambientes parcialmente drenados, el contenido de frecuencias puede desempeñar un papel relevante en el fenómeno. Cabe señalar que los estudios (e.g. Yoshimi y Oh-oka, 1975; Seed et al., 1975) que señalan que la frecuencia de la carga dinámica no influye en el desencadenamiento de licuación, fueron realizados bajo una estricta condición no drenada, la cual jamás ocurre en terreno.

Orense (2005) secunda la afirmación previa, señalando que los métodos convencionales basados solo en PGA fallan en no considerar el contenido de frecuencias, y son vulnerables a los peaks de aceleración de altas frecuencias. Cabe señalar que la aceleración máxima en superficie (PGA) es altamente sensible a las altas frecuencias (Bora et al, 2016).

La Figura 16 muestra espectros de amplitud de Fourier, elaborados a partir de registros de un evento cortical y otro subductivo (chileno), los cuales permiten observar la sustancial diferencia en el contenido de frecuencia, a pesar de tener aceleraciones máximas casi idénticas. En cuanto a la influencia de la energía, Orense (2005) evidencia que en sismos de gran magnitud en Japón se generaron casos donde no ocurrió licuación, a pesar de elevados PGA. Asimismo, Liang et al. (1995) señalan que la ocurrencia de licuación guarda más relación con la energía que con un nivel de aceleración. La duración, otro parámetro no considerado en la caracterización de la demanda por la metodología simplificada, influye significativamente en el daño resultante (Pathak y Dalvi, 2013).



4. Recopilación de proyectos susceptibles a licuación

4.1. BASE DE DATOS MINVU

Se realiza una recopilación de los datos entregados por el MINVU para la construcción de viviendas sociales en las regiones de Biobío, Los Lagos, Los Ríos y Aysén; los informes proporcionados corresponden a estudios de mecánica de suelo realizados por diferentes empresas particulares.

El proyecto Aurora de Chile, de la comuna de Concepción, posee dos informes, cada uno realizado por distintos consultores de forma independiente, por lo que, se agregó la información de forma individual. El proyecto Guacamayo, de Valdivia se realizó en 4 etapas, donde, de igual forma, los datos fueron segregados de forma particular. Finalmente, se tiene un total de 19 informes, donde la mayoría se concentran en la Región del Biobío (8 informes) y EN la Región de Los Ríos (8 informes).

▼ Tabla 8: Descripción general proyectos MINVU

Región	Proyecto	Latitud	Longitud	Tipología estructural	Superficie del proyecto (m ²)
Biobío	Allegados de Pinos, Lebu	-37.595727	-73.644114	83 viviendas	No especifica
	Baquedano, Penco	-36.726828	-72.980867	70 viviendas de dos pisos	16879
	Buenos Aires, Santa Juana	-37.1758	-72.949684	Viviendas de hasta 3 pisos	19333
	Entre Sueños, Andalién	-36.793653	-73.032267	14 edificios de 5 pisos y 1 de 4 piso	No especifica
	Aurora de Chile 1, Concepción	-36.832224	-73.060476	Viviendas de 1 o 2 pisos y 1 edificio de 5	14462
	Aurora de Chile 2, Concepción	-36.832224	-73.060476	78 viviendas de 2 pisos y 8 edificios de 4	14462
	Triángulo de Hualpén	-36.796946	-73.083804	Infraestructura habitacional (No especifica)	No especifica
	Villa España	-36.751922	-72.469011	96 viviendas de 2 pisos	No especifica
Los Lagos	Villa IV Centenario, Calbuco	-41.76026	-73.146966	Verificación 3 vivienda	300
	Loteo Jeremías Badilla	-39.284741	-71.942579	Viviendas de 1 o 2 pisos	6200

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Latitud	Longitud	Tipología estructural	Superficie del proyecto (m ²)
Los Ríos	Collico	-39.81164	-73.209064	Viviendas de 2 niveles	6500
	Guacamayo etapa 1	-39.856688	-73.252769	Edificios de 5 pisos y Viviendas de 2 niveles	23000
	Guacamayo etapa 2	-39.856688	-73.252769	Edificios de 5 pisos y Viviendas de 2 niveles	20000
	Guacamayo etapa 3	-39.856688	-73.252769	Edificios de 5 pisos y Viviendas de 2 niveles	20000
	Guacamayo etapa 4	-39.856688	-73.252769	Edificios de 5 pisos y Viviendas de 2 niveles	26000
	Huellehue	-39.80304	-73.170786	Viviendas de 2 niveles	No especifica
	Paillaco	-40.074678	-72.863101	Viviendas de 1 y 2 pisos	800
	Paillao	-39.854153	-73.216128	Edificios de 5 pisos y Viviendas de 2 niveles	30000
Aysén	Alborada	-45.419434	-72.684024	Viviendas sociales de 1 y 2 pisos	27800

La Tabla 9 entrega información sobre los ensayos de exploración realizados en las posibles zonas licuables. El número mínimo de calicatas realizadas son 6 y el máximo de 10, con profundidades variables desde 2.5 hasta 6 metros. Todos, excepto los proyectos de la Región de Los Lagos, poseen sondaje de 30m; en algunos proyectos se complementan con más de un sondaje. El suelo principal corresponde a la estratigrafía más representativa que se evaluó en la zona, correspondiente a los datos obtenidos tanto de las calicatas como de los sondajes.

↓ **Tabla 9:** Suelo principal y cantidad de exploraciones para proyectos MINVU

Región	Proyecto	N° Calicatas ^(a)	N° Sondajes ^(a)	Suelo principal
Biobío	Allegados de Pinos, Lebu	9 (3m)	1 (30 m)	SP-SM
	Baquedano, Penco	10 (2.5m)	1 (30 m)	SW
	Buenos Aires, Santa Juana	10 (3.1m)	1 (30m)	SM-ML
	Entre Sueños, Andalién	7 (4m)	6 (8m) y 1 (30m)	ML; CL SP-SM ML; MH
	Aurora de Chile 1, Concepción	10 (3m)	2 (12m) y 1 (30m)	SW-SM SP-SM ML
	Aurora de Chile 2, Concepción	9 (3.5m)	1 (30m)	SP-SM ML
	Triángulo de Hualpén	10 (6m)	2 (30m)	ML; SM SW-SM SM-SP
	Villa España	10(2.5m)	1(30m)	SP-SM; SM
Los Lagos	Villa IV Centenario, Calbuco	4 (2.1m)	-	GM; ML
	Loteo Jeremías Badilla	6 (2.5m)	-	SM
Los Ríos	Collico	6 (4m)	1 (30m)	ML SP
	Guacamayo etapa 1	10 (3m)	1 (30m)	SP-SM ML
	Guacamayo etapa 2	8 (3m)	1 (30m)	SM CH - CL MH
	Guacamayo etapa 3	8 (3m)	1 (30m)	MH SM
	Guacamayo etapa 4	10 (3m)	1 (30m)	MH SM
	Huellelhue	12 (3m)	1 (30m)	ML-C
	Paillaco	7 (2m)	-	ML
	Paillao	10 (3m)	2 (10m) y 1 (30m)	MH SM
Aysén	Alborada	10 (3m)	1 (30m)	ML; SM

^(a) Entre paréntesis se indica profundidad máxima de exploración.

En la Tabla 10 se presentan los parámetros geofísicos, como velocidad de ondas de corte promedio a los 30 metros (V_{s30}), y en algunos casos la frecuencia fundamental (F_0), además de la clasificación sísmica y el riesgo de licuación obtenido del número de golpes del SPT. Se aprecia que existen sitios clasificadas como suelos "D" o "E" independiente del riesgo de licuación, esto se debe a que solo se consideró V_{s30} en la clasificación, siendo que la norma es explícita en clasificar como "F" este tipo de suelos (i.e., suelos licuables).

↓ Tabla 10: Parámetros geofísicos y riesgo de licuación proyectos MINVU.

Región	Proyecto	Riesgo de licuación	Clasificación Sísmica	V_{s30} (m/s)	F_0 (Hz)	Peak
Biobío	Allegados de Pinos, Lebu	Si	F	262	2.65	Peak claro
	Baquedano, Penco	Si	E	207	No realiza	No realiza
	Buenos Aires, Santa Juana	Si	F	214	No realiza	No realiza
	Entre Sueños, Andalién	Si	F	190	No realiza	No realiza
	Aurora de Chile 1, Concepción	Si	D	246	0.73	Peak claro
	Aurora de Chile 2, Concepción	Si	F	196	No realiza	No realiza
	Triángulo de Hualpén	Si	F	226	No realiza	No realiza
	Villa España	No realiza	E	211	No realiza	No realiza
Los Lagos	Villa IV Centenario, Calbuco	No realiza	E	No realiza	No realiza	No realiza
	Loteo Jeremías Badilla	No realiza	E	No realiza	No realiza	No realiza
Los Ríos	Collico	Si	F	144	1.25	Peak claro
	Guacamayo etapa 1	No realiza	E	229	No realiza	No realiza
	Guacamayo etapa 2	No realiza	E	219	No realiza	No realiza

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Riesgo de licuación	Clasificación Sísmica	Vs30 (m/s)	F0 (Hz)	Peak
Los Ríos	Guacamayo etapa 3	Si	F	210	No realiza	No realiza
	Guacamayo etapa 4	Si	F	206	No realiza	No realiza
	Huellehue	Si	F	No realiza	No realiza	No realiza
	Paillaco	No realiza	D	No realiza	No realiza	No realiza
	Paillao	No	E	258	No realiza	No realiza
Aysén	Alborada	Si	F	206	No realiza	No realiza

En la Tabla 11 se presenta la metodología y los inputs utilizados para evaluar el riesgo de licuación. Los particulares en su mayoría utilizan la metodología de Seed e Idriss (1997), la magnitud y aceleración utilizadas son variables dependiendo del criterio de cada consultor; es importante considerar el nivel freático en la evaluación del peligro de licuación, vale la pena destacar que el nivel freático presentado en la tabla es el reportado por las empresas en el momento de realizar el estudio de mecánica de suelos, pero este puede variar dependiendo de la estación del año. De los 19 informes solo 4 poseen estudios de peligro sísmico, o un estudio especial que permita definir el espectro de demanda sísmica (de acuerdo con NCh433).

↙ **Tabla 11:** Metodología y parámetros utilizados para evaluar el potencial de licuación MINVU.

Región	Proyecto	Metodología	Magnitud (Mw)	A0 (m/s)	Nivel Freático (m)	Riesgo de licuación	Estudio de peligro sísmico?
Biobío	Allegados de pinos, Lebu	Software Liquefy Pro (N.E.)	8.0	0.4g	3.00	F	Si
	Baquedano, penco	Boulanger e Idriss (2008)	No especifica	No especifica	20.50	E	No Realiza
	Buenos aires, Santa Juana	Seed e Idriss (1997)	8.8	0.45g	3.10	F	Si
	Entere sueños, Andalién	Seed e Idriss (1997)	8.8	0.4g	1.30	F una vez mejorado recomienda E	Si

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Metodología	Magnitud (Mw)	A0 (m/s)	Nivel Freático (m)	Riesgo de licuación	Estudio de peligro sísmico?
Biobío	Aurora de Chile 1, Concepción	Idriss y Boulanger (2014)	8.8	0.4g	2.50	D	No realiza
	Aurora de Chile 2, Concepción	Seed e Idriss (1997)	8.8	0.45g	2.00	F	No realiza
	Triángulo de Hualpén	Software Liquefy Pro (N.E.)	7.5	0.3g	1.20	F una vez mejorado reevaluar	No realiza
	Villa España	No realiza	No realiza	No realiza		E	No realiza
Los Lagos	Villa IV Centenario, Calbuco	No realiza	No realiza	No realiza		E	No realiza
	Loteo Jeremías Badilla	No realiza	No realiza	No realiza		E	No realiza
Los Ríos	Collico	David y Berril (1982)	7.5; 8.0; 8.2; 8.4	0.4g	0.55	F	Si
	Guacamayo etapa 1	No realiza	No realiza	No realiza		E	No realiza
	Guacamayo etapa 2	No realiza	No realiza	No realiza		E	No realiza
	Guacamayo etapa 3	Idriss y Seed (1997)	8.5	0.4g	4.90	F	No realiza
	Guacamayo etapa 4	Idriss y Seed (1997)	8.5	0.4g	4.90	F	No realiza
	Huellelhue	David y Berril (1982)	8.0; 8.2; 8.4	0.4g	1.72	F	No realiza
	Paillaco	No realiza	No realiza	No realiza		D	No realiza
	Paillao	Boulanger e Idriss (2014)	7.5	0.45g	2.00	E	No realiza

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Metodología	Magnitud (Mw)	A0 (m/s)	Nivel Freático (m)	Riesgo de licuación	Estudio de peligro sísmico?
Aysén	Alborada	No especifica	No especifica	No especifica	1.20	F	No realiza

N.E.= No especifica la metodología utilizada en el software

4.2. BASE DE DATOS FONDEF

A continuación, se presentan un subset de los datos públicos recopilados por el proyecto Fondef ID16I10157. Se tiene un total de 21 proyectos que contemplan a las regiones: Metropolitana, Ñuble, Biobío y Los Ríos; de esta totalidad 16 de los proyectos corresponden a la región del Biobío.

↓ Tabla 12: Descripción general proyectos FONDEF.

Región	Proyecto	Latitud	Longitud	Tipología estructural
Metropolitana	Paso superior Hospital	-33.86125	-70.745863	Carretera
	Paso Inferior Chada	-33.869894	-70.726425	Carretera
Ñuble	Puente Itata	-36.466996	-72.693176	Puente
	Puente Coelemu	-36.479728	-72.704103	Puente
Biobío	Lomas San Andres	-36.789906	-73.053946	Sector residencial
	Cárcel el manzano	-36.805635	-73.0222	Cárcel

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Latitud	Longitud	Tipología estructural
Bío Bío	Laguna Tres Pascualas	-36.815075	-73.04679	Sector residencial
	Puente Juan Pablo II	-36.815864	-73.083674	Puente
	Valle Noble, Madrid	-36.817151	-73.003977	Sector residencial
	Puente Llacolén	-36.830108	-73.067991	Puente
	Puente Chacabuco	-36.837147	-73.062896	Puente
	Puente Viejo Bío Bío	-36.837629	73.061758	Puente
	Puente La Mochita	-36.84708	-73.055419	Puente
	Parque La Ribera	-36.950588	-73.023964	Viviendas de 2 niveles
	Muelle Coronel	-37.027639	-73.149957	Muelle
	Compañía Bomberos Coronel	-37.02971	-73.145864	Compañía de bomberos 2 niveles
	Puente Laraquete	-37.166605	-73.184359	Puente
	Puente Chiguayante (Talcamavida)	-37.168065	-72.897745	Puente
	Edificio Consistorial, Arauco	-37.246933	-73.316788	Edificio de 2 pisos
	Puente Raqui I	-37.254469	-73.436619	Puente
Los Ríos	Plaza de armas	-39.813997	-73.245857	Plaza

En la Tabla 13 se tiene la información de los sondajes realizados para cada proyecto, pero no sobre calicatas realizadas en los sectores. Hay algunos proyectos que no poseen datos de la estratigrafía del suelo debido a que los sondajes realizados no poseían recuperación o no se reportó la granulometría. La mayoría de los puentes poseen una buena caracterización dado que se realizó más de un sondaje. La profundidad de exploración varía desde 15m hasta los 50m.

↓ Tabla 13: Suelo principal y cantidad de exploraciones para proyectos FONDEF

Región	Proyecto	Calicatas	Sondajes	Suelo principal
Metropolitana	Paso Superior Hospital	No reportado	7 (15-40m)	SM
	Paso Inferior Chada	No reportado	8 (15-40m)	SM
Ñuble	Puente Itata	No reportado	5(30m)	SM-SW
	Puente Coelemu	No reportado	1(35m)	SP
Biobío	Lomas San Andrés	No reportado	1(15m)	0
	Cárcel El Manzano	No reportado	2(10 y 30)	SP
	Laguna Tres Pascualas	No reportado	1 (20m)	SM
	Puente Juan Pablo II	No reportado	16 (40m)	SP-SM
	Valle Noble, Madrid	No reportado	2 (15 y 30m)	0
	Puente Llacolén	No reportado	13 (20-30m)	SP
	Puente Chacabuco	No reportado	2(45m)	SP
	Puente Viejo Biobío	No reportado	3(20-30)	0
	Puente La Mochita	No reportado	1(20)	SP
	Parque La Ribera	No reportado	1(30)	0
	Muelle Coronel	No reportado	2(30m)	SM
	Compañía Bomberos Coronel	No reportado	2 (30)	SP-SM
	Puente Laraquete	No reportado	3(35-45m)	ML/MH-CH
	Puente Chiguayante (Talcamavida)	No reportado	8(20-30m)	SM

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Calicatas	Sondajes	Suelo principal
Bío Bío	Edificio Consistorial, Arauco	No reportado	1(30m)	SM
	Puente Raqui I	No reportado	1(50m)	SP
Los ríos	Plaza de armas	No reportado	3(30 y 40)	SP-SM

En la Tabla 14 se presentan las propiedades geofísicas de los sitios; se aprecia que 18 de los 21 datos poseen medición de velocidad de onda de corte y que todos tienen medición de frecuencia predominante (H/V), además del riesgo de licuación evaluado con las distintas metodologías, se tiene el reporte de evidencia de licuación post 27F, donde se aprecia que existen tanto falsos negativos como falsos positivos.

↓ Tabla 14: Parámetros geofísicos y riesgo de licuación proyectos FONDEF

Región	Proyecto	Evidencia de licuación	Riesgo de licuación	Clasificación sísmica	V_{s30} (m/s)	f_0 (Hz)	Peak
Metropolitana	Paso Superior Hospital	Si	Si	F	264	0.48	No especifica
	Paso Inferior Chada	Si	Si	F	353	0.48	No especifica
Ñuble	Puente Itata	Si	Si	F	286	1.54	No especifica
	Puente Coelemu	Si	Si	F	403	2.64	No especifica
Bío Bío	Lomas San Andrés	No	Si	F	210	0.50	No especifica

Continúa en la siguiente página ➤

Región	Proyecto	Evidencia de licuación	Riesgo de licuación	Clasificación sísmica	Vs30 (m/s)	f0 (Hz)	Peak
Biobío	Cárcel El manzano	No	Si	F	248	0.00	No especifica
	Laguna Tres Pascualas	Si	No	D	198	0.60	No especifica
	Puente Juan Pablo II	Si	Si	F	162	1.30	No especifica
	Valle Noble, Madrid	Si	Si	F	No especifica	1.11	No especifica
	Puente Llacolén	Si	Si	F		1.30	No especifica
	Puente Chacabuco	Si	Si	F	268	0.63	No especifica
	Puente Viejo Biobío	Si	No	D	268	0.63	No especifica
	Puente La Mochita	Si	Si	F	207	0.91	No especifica
	Parque La Ribera	No	No	D	321	1.09	No especifica
	Muelle Coronel	Si	Si	F	202	1.93	No especifica
	Compañía Bomberos Coronel	No	No	D	319	2.82	No especifica
	Puente Laraquete	Si	Si	F	180	1.19	No especifica
	Puente Chiguayante (Talcamavida)	Si	Si	F	No especifica	2.35	No especifica
	Edificio Consistorial, Arauco	Si	Si	F		0.60	No especifica
	Puente Raqui I	Si	Si	F	275	1.77	No especifica

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Evidencia de licuación	Riesgo de licuación	Clasificación sísmica	v_{s30} (m/s)	$f_0 (H_d)$	Peak
Los ríos	Plaza de armas	Si	Si	F	No especifica	1.21	No especifica

En la Tabla 15 se tiene la metodología utilizada para evaluar el riesgo de licuación, se aprecia que en todos los sitios fueron evaluados con la metodología propuesta por Youd et al (2001), además de realizar la evaluación con un sismo de magnitud 8.8, no se tiene registro de la aceleración utilizada en cada caso. De igual forma que los datos MINVU, se presenta el nivel freático de acuerdo al día en que se realizaron las mediciones, este valor puede variar dependiendo de la estación de año.

↓ **Tabla 15:** Metodología y términos utilizados para evaluar el potencial de licuación FONDEF.

Región	Proyecto	Metodología	Magnitud (Mw)	Nivel Freático (m)	Riesgo de licuación
Metropolitana	Paso superior Hospital	Youd et al. (2001)	8.8	2.00	Si
	Paso Inferior Chada	Youd et al. (2001)	8.8	2.80	Si

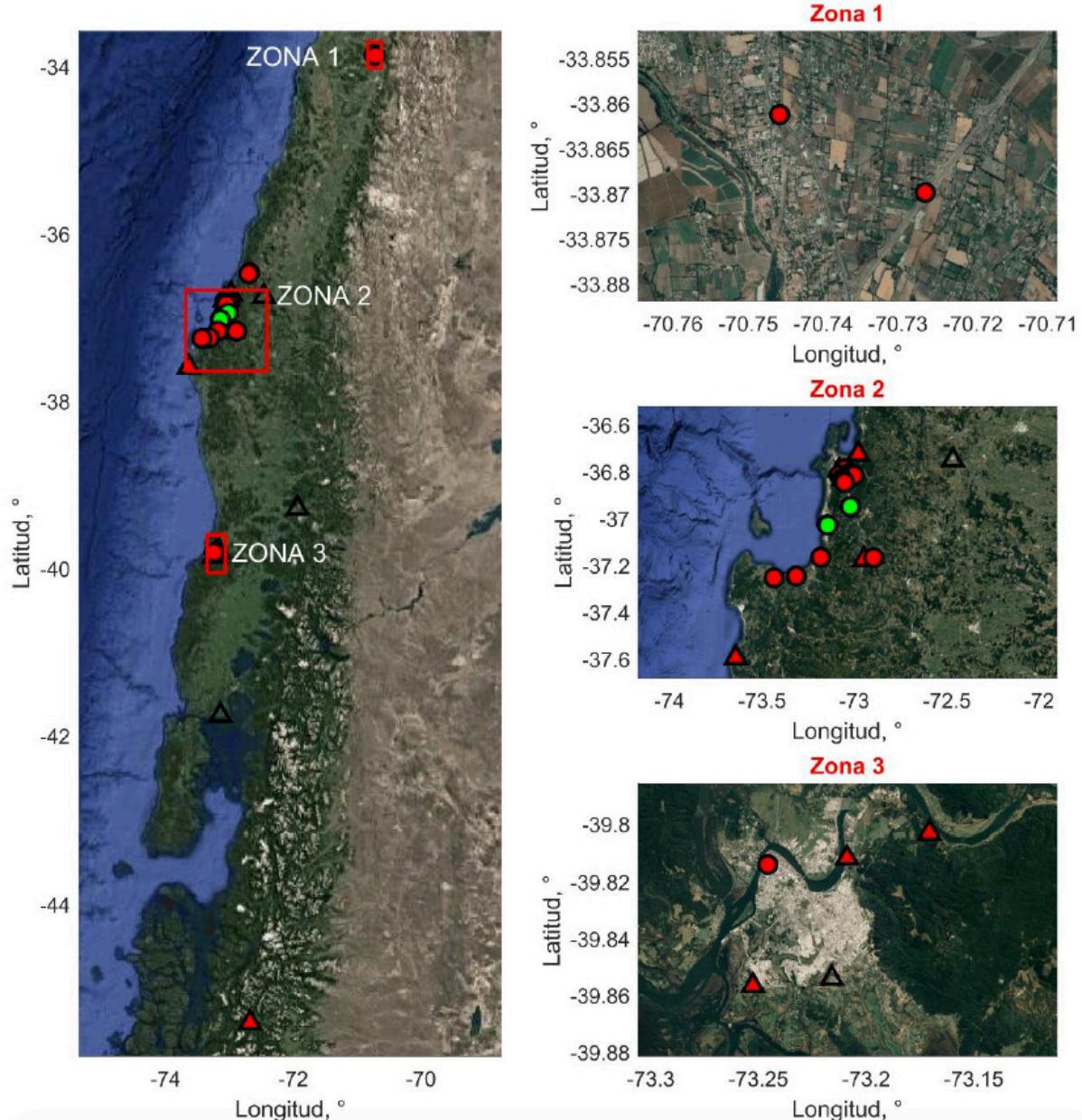
Ñuble	Puente Itata	Youd et al. (2001)	8.8	0.50	Si
	Puente Coelemu	Youd et al. (2001)	8.8	1.00	Si
Biobío	Lomas San Andres	Youd et al. (2001)	8.8	0.50	Si

Continúa en la siguiente página ➔

Región	Proyecto	Metodología	Magnitud (Mw)	Nivel Freático (m)	Riesgo de licuación
Bío-Bío	Cárcel el manzano	Youd et al. (2001)	8.8	3.10	Si
	Laguna Tres Pascualas	Youd et al. (2001)	8.8	0.60	No
	Puente Juan Pablo II	Youd et al. (2001)	8.8	0.20	Si
	Valle Noble, Madrid	Youd et al. (2001)	8.8	0.50	Si
	Puente Llacolén	Youd et al. (2001)	8.8	3.00	Si
	Puente Chacabuco	Youd et al. (2001)	8.8	0.80	Si
	Puente Viejo Bío Bío	Youd et al. (2001)	8.8	2.00	No
	Puente La Mochita	Youd et al. (2001)	8.8	2.00	Si
	Parque La Ribera	Youd et al. (2001)	8.8	5.20	No
	Muelle Coronel	Youd et al. (2001)	8.8	2.00	Si
	Compañía Bomberos Coronel	Youd et al. (2001)	8.8	4.40	No
	Puente Laraquete	Youd et al. (2001)	8.8	0.50	Si
	Puente Chiguayante	Youd et al. (2001)	8.8	0.90	Si
	Edificio Consistorial, Arauco	Youd et al. (2001)	8.8	0.90	Si
	Puente Raqui I	Youd et al. (2001)	8.8	1.20	Si
Los Ríos	Plaza de armas	Youd et al. (2001)	8.8	8.30	Si

4.3. RECOPILACIÓN TOTAL

Realizando una recopilación de la data se tiene un total de 40 sitios entre la región Metropolitana, Ñuble, Biobío, Los Lagos, Los Ríos y Aysén.



↑ Figura 17: Base de datos para licuación. En color rojo se representa los sitios licuables, mientras que en verde sitios no licuables, sin color no se tiene información. Con respecto a las formas: triangulo son datos MINVU y circulo corresponden a datos FONDEF.

En la Figura 17, se presenta la base de datos; los triángulos son datos obtenidos desde el MINVU y los círculos corresponden a datos del FONDEF, el color rojo representa los sitios licuables, verde no licuan según cada metodología y los que no poseen color representan los sitios que no se tiene información. Dentro de estos datos, 29 de los 40 sitios son licuables según su respectiva metodología de evaluación. En la Figura 18 se realiza un zoom en la zona de Concepción para poder visualizar de mejor manera los datos.

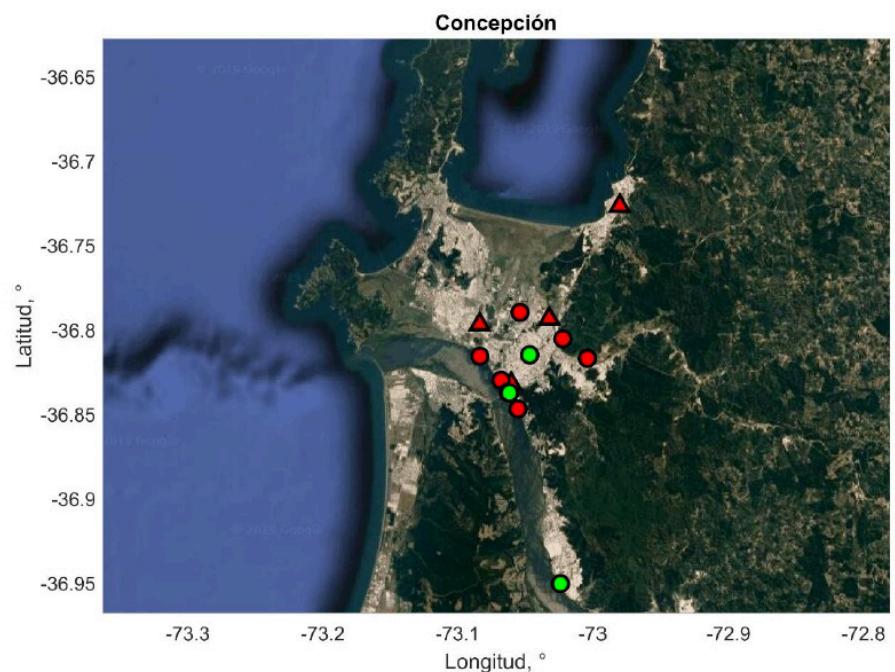
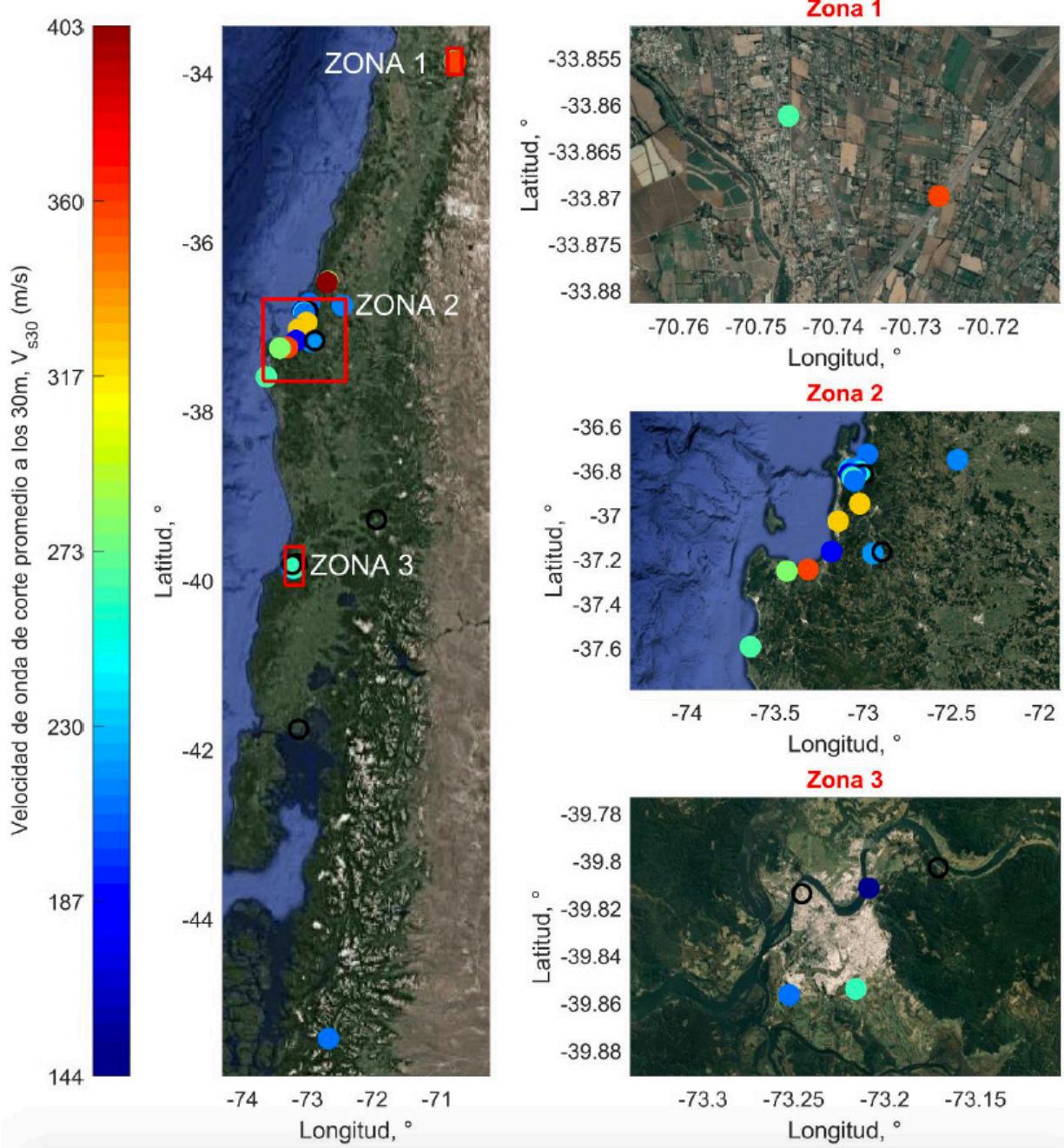


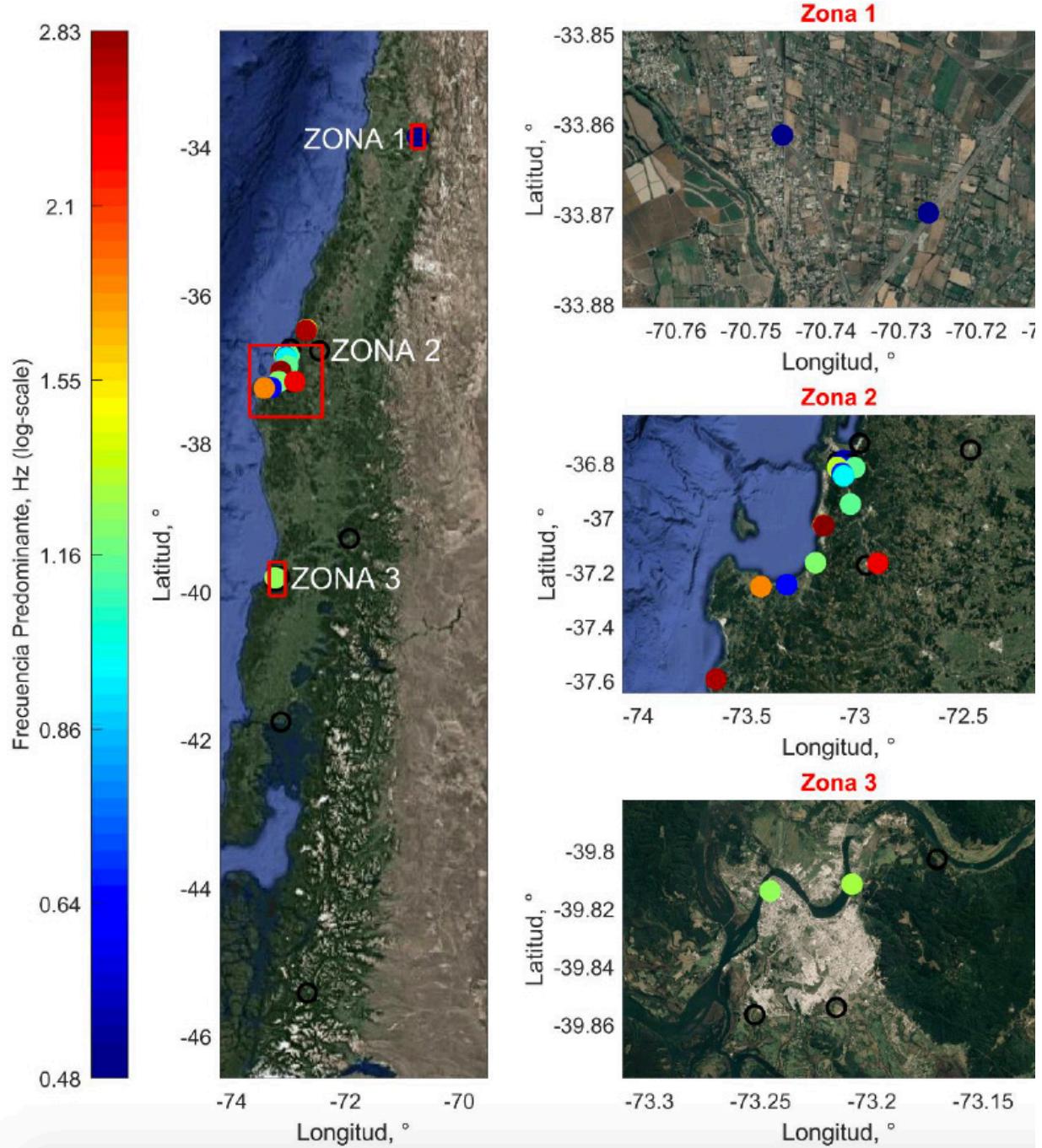
Figura 18. →

Sitios licuables concepción; Rojo representan sitios licuables, Verde sitios No licuables, sin color no se tiene información; Triángulo datos MINVU, circulo datos FONDEF.

En la Figura 19 y Figura 20, se presentan las propiedades geofísicas para la base de datos, lo que incluye los sitios licuables y no licuables. Se puede apreciar que existe un bajo rango para las velocidades de ondas de corte promedio en los primeros 30 m (V_s30) y frecuencia predominante (f_0), lo que se asocia a suelos blandos.



↑ Figura 19: Mapa de V_{s30} para sitios licuables y no licuables.



↑ Figura 20: Frecuencia predominante para sitios licuables y no licuables.



5. Indicadores preliminares de potencial de licuación

El nivel de certeza para establecer el potencial de licuación dependerá de la disponibilidad de antecedentes geotécnicos y geológicos en el sitio de estudio. En un contexto geológico la edad y origen del suelo es un indicador inicial para determinar la susceptibilidad a licuar (Youd y Hoose, 1977). En términos generales, suelos modernos (< 500 años) tienen una alta probabilidad de ser susceptibles a licuar, particularmente los rellenos antropogénicos no compactados rigurosamente son muy riesgosos; por otra parte, suelos del Holoceno (500 años - 10 ka) tienen una probabilidad más moderada y que será dependiente del tipo de depósito de suelo y la energía con que estos se hayan depositados; finalmente, suelos del Pleistoceno (10 ka - 1.6 Mya) y Prepleistoceno (> 1.6 Mya) tienen susceptibilidades bajas a muy bajas. A pesar de estos lineamientos, es difícil establecer criterios de licuación claros con base en la geología, debido a su poca especificidad del sitio en consulta y de la nula dependencia de la demanda sísmica que podría provocar la licuación, por lo tanto, debe ser considerado como indicador complementario y no resolutivo a la hora de descartar o no la licuación.

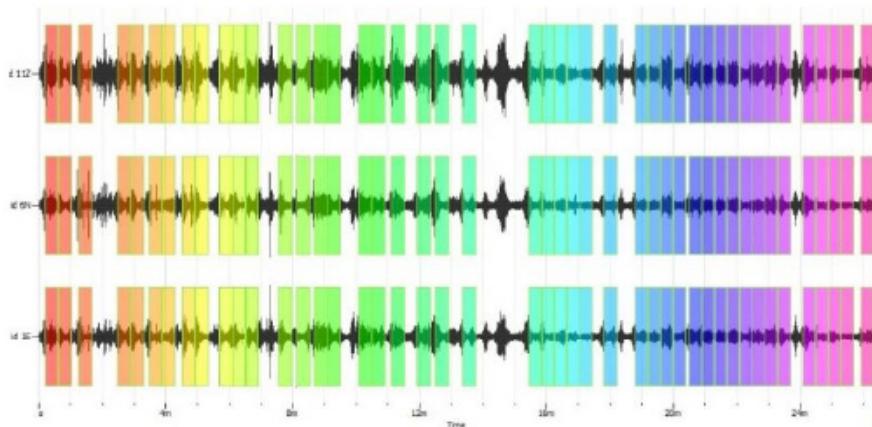
Observaciones de recientes terremotos han dejado de manifiesto que suelos que licuaron en el pasado volverán a licuar en futuros terremotos. En consecuencia, para un sitio en estudio es fundamental hacer una recopilación histórica se ha sufrido licuación en eventos sísmicos anteriores. Además, en algunas ciudades existen mapas de peligro de licuación elaborados por Sernageomin (e.g., Mella y Duhart, 2010) o instituciones académicas.

Alternativamente, un indicador más preciso que la información geológica e histórica del sitio es el periodo fundamental del suelo de fundación (T0). Este puede ser caracterizado utilizando mediciones de vibración ambiental con sismómetros triaxiales y entrega un parámetro relevante de la rigidez del sitio. Con los registros de las tres componentes del ruido ambiental se calcula la razón espectral horizontal sobre vertical (HVSR, comúnmente denominada técnica de Nakamura, 1989). Las componentes de los registros de microvibraciones se dividen en ventanas (Figura 21), en los cuales debe ser eliminado el ruido transiente del registro con un

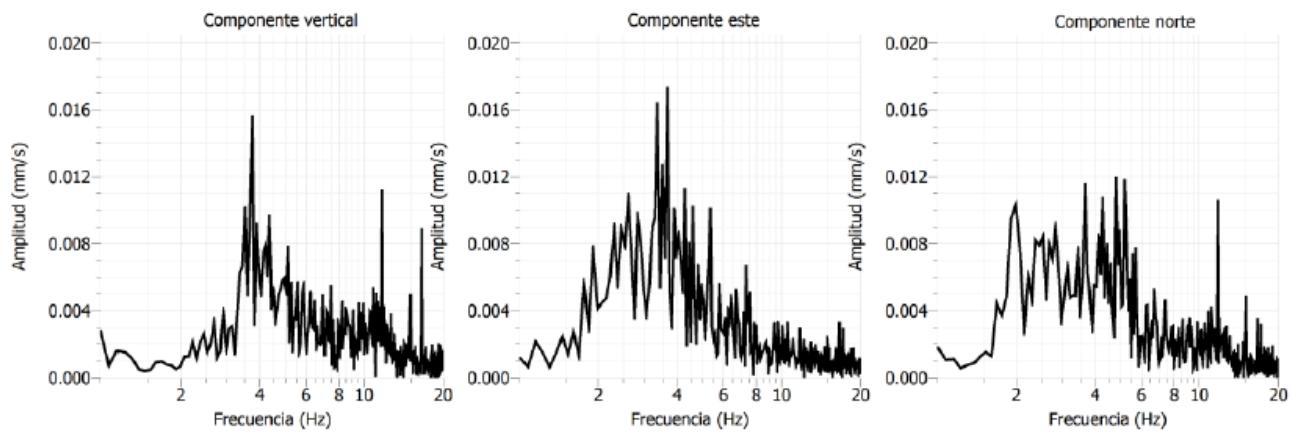
algoritmo *antriggering* con el fin de procesar solo la parte estacionaria del ruido ambiente.

Seleccionadas las ventanas, se calcula el espectro de Fourier a cada componente (Figura 22) y luego la razón entre el espectro horizontal (raíz de la media de los cuadrados de cada componente) y el espectro vertical. Luego se aplica a la razón espectral el suavizado de Konno y Ohmachi (1998) y finalmente se promedia la información de todas las ventanas seleccionadas (Figura 23).

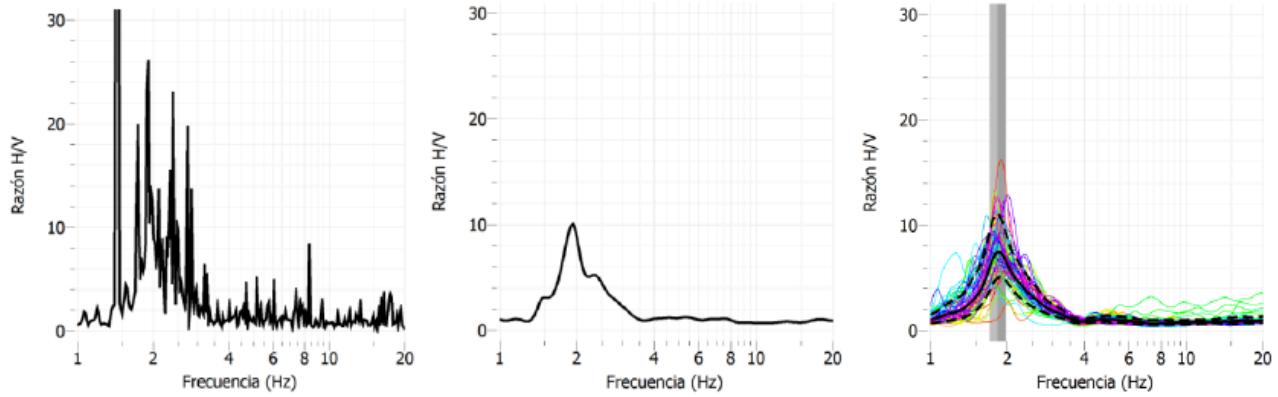
De acuerdo con las investigaciones de sitios licuables en Chile, estos suelen tener valores de $T_0 > 0.8$ segundos y habitualmente presentan un peak de la curva HVSR claro. Para considerar la claridad del peak y la confiabilidad de la curva se recomienda utilizar los criterios, recomendaciones y parámetros fijados por el proyecto SESAME (2004). Además, sitios con una curva HVSR plana suelen ser sitios no licuables y, por lo tanto, preliminarmente se puede descartar la licuación en ellos. La Figura 24 muestra ejemplos de sitios con curvas HVSR con y sin peak claros. Además, se recomienda redundar las mediciones con al menos tres equipos (o mediciones) en el mismo sitio.



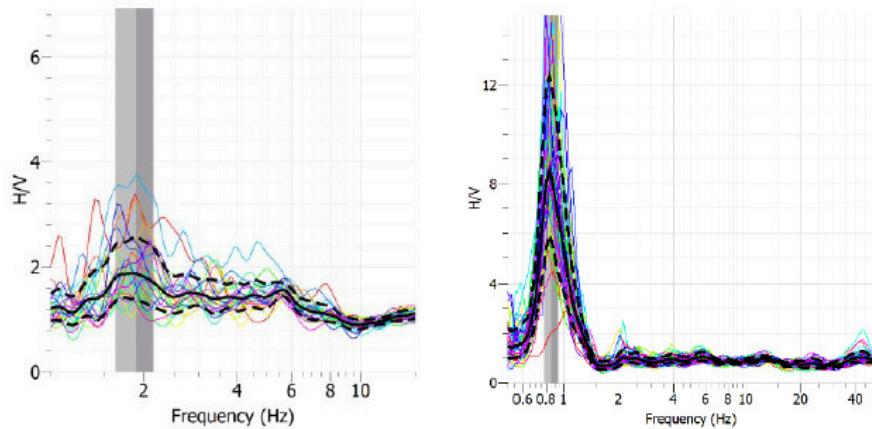
← **Figura 21.** Selección de ventanas de microvibraciones separando ruido estacionario de transitorio.



↑ Figura 22: Espectro de Fourier calculado para cada ventana.



↑ Figura 23: A la izquierda, razón espectral en bruto, al centro, razón espectral suavizada, y a la derecha, razón espectral de todas las ventanas.



↑ Figura 24: Comparación entre curvas HVSR. A la izquierda para un sitio con curva HVSR plana y razón espectral menor que 2 (sitio poco susceptible a licuar), mientras que a la derecha sitio propenso a licuar, con curva HVSR con peak claro, razón espectral mayor que 2 y frecuencia predominante (f_0) cercana a 0.8Hz (~T0=1.25 seg).

Por otro lado, en caso de existir mediciones de velocidad de onda de corte (V_s) previo a la mecánica de suelos, se puede considerar que sitios con V_s mayores a 300 m/s en cada uno de los estratos de suelos no son susceptibles a licuar. Es importante indicar que dicha condición se debe cumplir en cada uno de los estratos del perfil de suelo que se está analizando (Andrus y Stokoe, 2000; Kayen et al., 2013) y no en el parámetro de velocidad de ondas de corte promedio en los 30 metros superiores (V_{s30}).

En los sitios en que no se pueda descartar licuación siguiendo los indicadores preliminares antes establecidos: historia y edad de los depósitos de suelos, frecuencia predominante y velocidad de onda de corte en el perfil de suelo. Será necesario realizar una campaña exploratoria geotécnica y un estudio de mecánica de suelos de acuerdo a las especificaciones técnicas entregadas en las siguientes secciones. Dichas prospecciones deberán incluir, como mínimo, los ensayos de penetración estándar, clasificaciones completas (i.e., humedad, límites de Atterberg) por estratos para evaluar la susceptibilidad a licuar (e.g., Bray y Sancio, 2006), densidad en terreno, ensayos triaxiales dinámicos, entre otros.

6. Evaluación de la ocurrencia de licuación

El primer paso para evaluar la ocurrencia de licuación es la evaluación de los criterios de susceptibilidad, estos criterios describen el comportamiento general del suelo con base en distintas propiedades índices y de estado (capítulo 6.1).

Luego de la evaluación de la susceptibilidad para los suelos potencialmente licuables se debe estimar el potencial de licuación con base en las correlaciones semi-empíricas asociado a ensayos de terreno (capítulo 6.2), como lo son el ensayo de penetración estándar (SPT), el ensayo de penetración de cono (CPT) y el perfil de velocidad de ondas de corte (V_s). Dado que en Chile la técnica de exploración más utilizada es el SPT, se desarrollará en mayor profundidad que los otros ensayos. La evaluación de la licuación basados en análisis de laboratorio se presenta en el siguiente capítulo 7.

Después de estimado el potencial de licuación con su respectivo factor de seguridad (FSL) se calculan los niveles de asentamiento volumétricos totales esperados debido al efecto de la licuación (capítulo 6.3).

Finalmente se determina la severidad de los daños generados en función de las deformaciones volumétricas y los factores de seguridad a la licuación (FSL) utilizando indicadores de severidad, los cuales han sido desarrollados por distintos autores (capítulo 6.4).

6.1. CRITERIOS DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUAR

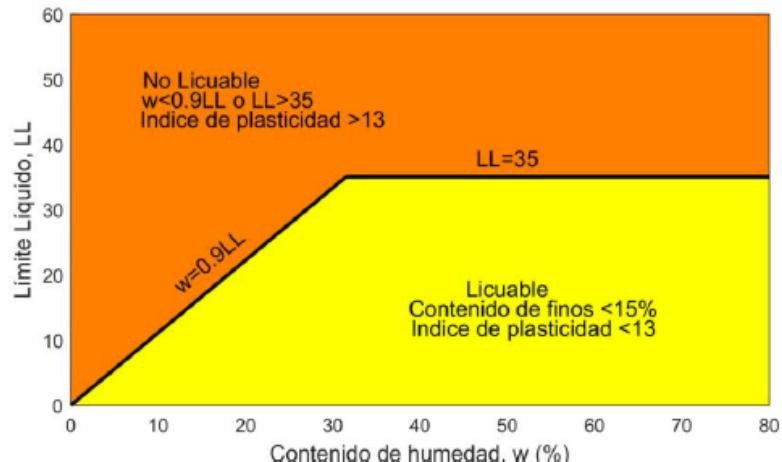
Los criterios de susceptibilidad a licuar, buscan categorizar a priori la respuesta general del suelo con base en propiedades índices y de estado (i.e., contenido de finos, límite líquido, índice de plasticidad y contenido de humedad). Esto consiste en el primer paso para caracterizar la respuesta dinámica del suelo, distinguiendo si es susceptible de sufrir licuación (falla de flujo, asociado a arenas) o falla cíclica (ablandamiento cíclico, asociado a finos). El ablandamiento cíclico se le conoce a la perdida de resistencia ante cargas sísmicas asociado a suelos finos y que posee un comportamiento distinto a la falla de flujo (licuación de arenas). La transición en el comportamiento mecánico entre suelos finos varía según la plasticidad. Es así como podemos tener suelos finos de baja plasticidad

que se pueden comportar como arenas (es decir, fallan como flujo) y, por contrapartida, finos de alta plasticidad que se pueden comportar como arcilla. En este contexto es de suma importancia la correcta clasificación y estimación de los límites de Atterberg de los suelos de fundación.

En la presente sección se presentan cinco criterios de susceptibilidad más utilizados en la práctica: el Criterio Chino (Wang, 1979), Seed et al. (2003), Bray y Sancio (2006), Boulanger e Idriss (2006) y Armstrong y Malvick (2016).

El Criterio Chino (Wang, 1979; Seed e Idriss, 1982) establece que el suelo es susceptible a licuar cuando su contenido de finos con tamaño menor a 0.005mm es inferior al 15%, el Límite Líquido (LL) es menor al 35 % y la humedad natural (o contenido de humedad, w_c) es mayor que 0.9 veces el Límite Líquido. Gráficamente el Criterio Chino se muestra en la Figura 25.

Figura 25. →
Criterio Chino (Wang, 1979).

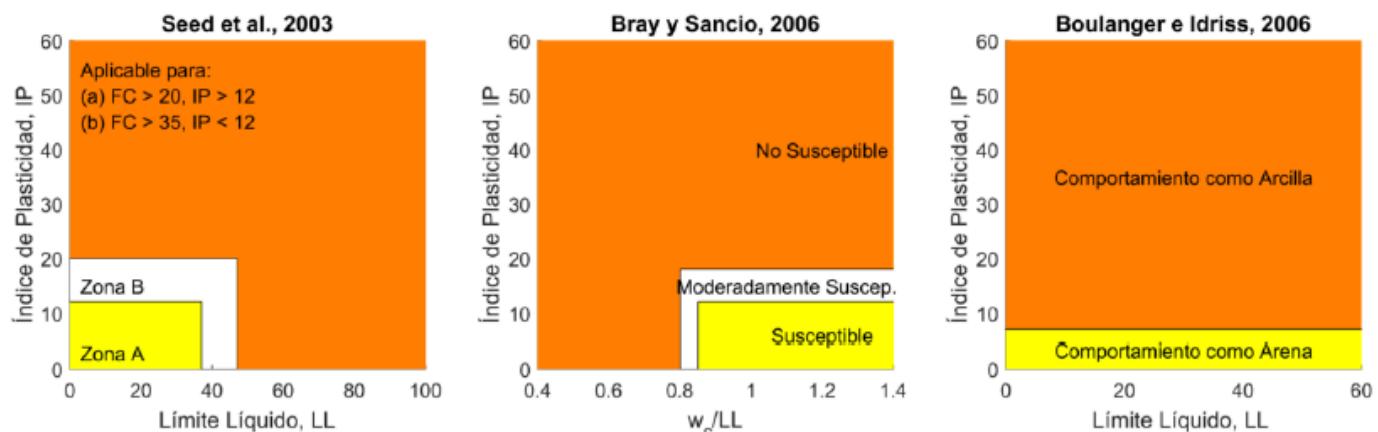


Este método ha sido utilizado en el pasado, pero recientes investigaciones han develado inconsistencias en su metodología y aplicación en la práctica (Bray y Sancio, 2006; Boulanger e Idriss, 2006). Las desventajas de este método es que se desarrolló con muestras asociadas a arcillas de baja plasticidad o arcillas limosas (CL o CL-ML), es decir, todas las muestras sobre la línea-A de la carta de plasticidad de Casagrande, no incluyendo en el análisis limos de bajas plasticidad (ML). Además, todas las muestras analizadas tenían contenido de arcilla inferior al 15% y no hay detalles si los suelos licuaron como arena (licuación) o si bien se comportaron como suelos finos (ablandamiento cíclico), por lo que su categorización es poco

clara. En términos prácticos Bray y Sancio (2006) no recomienda utilizar esta metodología o ninguna otra que utilice un porcentaje de contenido de arcilla como discriminador para la evaluación de la susceptibilidad.

Posteriormente se han desarrollado más metodologías de susceptibilidad enfocándose principalmente en los parámetros de plasticidad (IP), límite líquido (LL) y contenido de humedad (w_c), los cuales han mostrado ser más robustos, entre ellos: Seed et al. (2003), Bray y Sancio (2006) y Boulanger e Idriss (2006). En la Figura 26 se compilan y describen las principales metodologías de susceptibilidad.

El objetivo de Seed et al. (2003) y Bray y Sancio (2006) es separar entre los suelos que tienen o no una pérdida de resistencia debido al exceso de presión de poros generada por la carga cíclica, estos suelos son identificados como "susceptibles a licuar". El método de Boulanger e Idriss (2006) categoriza entre suelos que se espera tengan un comportamiento como arena, y otros como arcilla.



↑ Figura 26: Criterios de susceptibilidad para determinar la licuación (adaptada de Armstrong y Malwick, 2016).

Seed et al. (2003, panel izquierdo de Figura 26) define tres zonas características en función del límite líquido y el índice de plasticidad:

- **Zona A:** Los suelos son altamente susceptibles a licuar en esta zona cuando el contenido de humedad es mayor al 80% del Límite Líquido ($w_c > 0.8LL$).

- **Zona B:** Son potencialmente licuables (o moderadamente susceptibles a licuar). Se deben realizar ensayos de laboratorio (e.g., ensayo triaxial cíclico) si el contenido de humedad es mayor al 85% del Límite Líquido ($w_c > 0.85LL$).
- **Zona C:** No son susceptibles a licuar. Se debe evaluar la sensitividad. La sensitividad está asociada a la perdida de resistencia a compresión cuando el suelo es remoldeado, el cual se puede calcular como la razón entre el estado inalterado y el remoldeado.

$$S_t = \frac{q_u (\text{remoldeado})}{q_u (\text{inalterado})}$$

Bray y Sancio (2006, panel central de Figura 26) desarrollan un esquema de categorización similar al de Seed et al. (2003), definiendo tres zonas en función de la proporción de humedad con respecto al límite líquido y del índice de plasticidad. Al igual que Seed et al. (2003) se definen tres categorías: susceptible, moderadamente susceptible y no susceptible a licuar, con las mismas consideraciones antes expuestas en las zonas A, B y C, respectivamente.

Boulanger e Idriss (2006, panel derecho de Figura 26) distingue entre suelos con comportamiento “tipo arena” y suelos con comportamiento “tipo arcilla”. Para los suelos “tipo arena”, es razonable evaluar la licuación utilizando correlaciones semi-empíricas con base en SPT y CPT (e.g., Cetin et al., 2008; Youd et al., 2001; Boulanger e Idriss, 2014). En cambio, para los suelos con comportamiento “tipo arcilla”, es más apropiado analizar la resistencia dinámica cíclica con procedimientos desarrollados para arcilla. Es importante notar que, cuando hablamos de suelos “tipo arena”, estos pueden incluir: arenas, arenas limosas, o limos arenosos.

Últimamente, Armstrong y Malvick (2016, Figura 27) han propuesto un criterio de susceptibilidad en base al índice de plasticidad (IP) y del contenido de finos (FC), el cual corresponde al porcentaje de masa que pasa por el tamiz N°200. El contenido de finos define si será la parte gruesa o la parte fina la que controlará el comportamiento mecánico del suelo. En consecuencia, el contenido de finos (FC) fija que bajo 20% de FC

el suelo será dominado por su fracción gruesa, mientras que sobre 50% lo hará en función de su fracción fina, mientras que entre 20-50% se define una banda de transición entre ambos comportamientos (Thevanayagam et al., 2002).

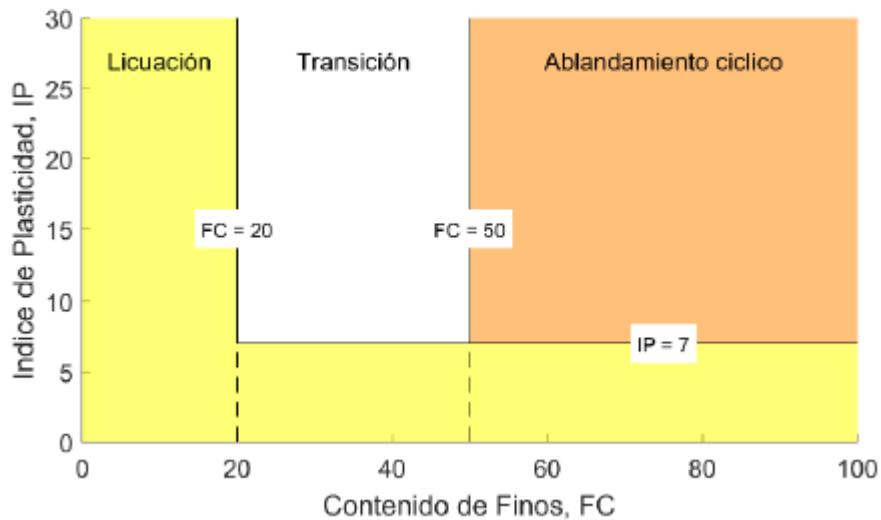


Figura 27. Criterio de susceptibilidad a la licuación de Armstrong y Malwick (2016).

Además, Armstrong y Malwick (2016), evitan parametrizar el fenómeno en base al contenido de agua (w_c) debido a la dificultad de obtener un valor representativo y real del suelo analizado (e.g., variación de napa freática, técnica para la obtención de la humedad, pérdida de humedad en el transporte).

En términos prácticos, el consultor que evalúa la potencialidad de ocurrencia del fenómeno de licuación, debe combinar cada una de las metodologías antes expuestas para seguir de forma coherente con el mecanismo para evaluar licuación. En sitios susceptibles a licuar (zona A), o afectos a licuación según el esquema de Armstrong y Malwick (2016), lo más apropiado es utilizar las correlaciones de resistencia cíclica con base en SPT y CPT. Por otro lado, en el caso de sitios con materiales propensos a sufrir ablandamiento cíclico, es recomendable aplicar procedimientos con base en ensayos de laboratorio para determinar su resistencia cíclica (e.g., ensayo triaxial cíclico, ensayos de resistencia al corte no drenados). Los suelos que se ubiquen en la zona de transición deben ser evaluados desde ambas perspectivas (resistencia cíclica con base en ensayos de penetración en terreno y de laboratorio).

6.2. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CORRELACIONES SEMI-EMPÍRICAS

6.2.1. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN SPT

Los detalles metodológicos de la evaluación de la licuación en base al ensayo de penetración estándar (SPT) han sido estudiados en la sección 3 del presente estudio. Para los proyectos en estudio se evaluará la potencialidad de licuación con base en las metodologías de Cetin et al. (2018; C18), Youd et al. (2001; Y01) e Idriss y Boulanger (2014; BI14).

6.2.2. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN VS

Las dos propuestas metodológicas, para cuantificar la resistencia cíclica con base en un perfil de velocidad de ondas de corte, son la de Andrus y Stokoe (2000; AS00) y la de Kayen et al. (2013; K13). Como se detalló anteriormente, si bien éstas no son confiables por sí solas, sí entregan información complementaria a la evaluación de licuación.

Ambas metodologías utilizan como parámetro de resistencia una velocidad de ondas de corte normalizada por la presión de confinamiento (V_{s1}), y que se define de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$V_{s1} = V_s C_{Vs} = V_s (P_a / \sigma_v')^{0.25}$$

Donde, V_s es la velocidad de onda de corte en el estrato de análisis y C_{Vs} es el coeficiente de corrección, el cual está limitado a un valor de 1.5 según K13 y a un valor de 1.4 según AS00. Las resistencias cíclicas (CRR) de cada metodología se muestran en Tabla 16, mientras que en ambas metodologías el valor de demanda (CSR) puede ser calculado mediante el método simplificado de Seed e Idriss (1971).

El modelo de AS00 corrige previamente por contenido de finos en el valor de V_{s1} , de acuerdo al factor KFC (Juang et al., 2001) definido las siguientes ecuaciones.

$$V_{s1,cs} = V_{s1} K_{FC}$$

1.0 , para $FC \leq 5\%$

$$K_{FC} = \begin{cases} 1.0 + (FC - 5)T, & \text{para } 5\% < FC \leq 35\% \\ 1.0 + 30T, & \text{para } FC \geq 35\% \end{cases}$$

$$T = 0.009 - 0.0109 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2$$

↓ Tabla 16: Resistencia cíclica con base en ensayo de velocidad de onda de corte.

Metodología	VARIABLES EXPLICATIVAS ⁽¹⁾	FORMA FUNCIONAL
AS00	$V_{s1,cs}, V_{s1}^*$	$CRR_{7.5} = 0.022 \left(\frac{V_{s1,cs}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1,cs}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right)$
K13	$V_{s1}, M_w, FC, \sigma_v'$	$CRR = \exp \left(\frac{(0.0073V_{s1})^{2.8011} - 2.6168 \ln(M_w) - 0.0099 \ln \left(\frac{\sigma_v'}{P_a} \right) + 0.0028FC + 0.4809\Phi^{-1}(P_L)}{1.946} \right)$

(1) Variables explicativas:

V_{s1} = Velocidad de onda de corte normalizada a presión de confinamiento.

$V_{s1,cs}$ = Velocidad de onda de corte normalizada a presión de confinamiento y corregida por contenido de finos.

V_{s1}^* = Velocidad de onda de corte normalizada a presión de confinamiento, el cual corresponde al límite superior en que ocurre la licuación.

M_w = Magnitud de momento

FC = Contenido de fino, en porcentaje %

σ_v' = tensión efectiva vertical en el suelo, en kPa

P_a = Presión atmosférica, igual a 101.8 kPa.

P_L = Probabilidad de ocurrencia de licuación (entre 0 y 1). $\Phi^{-1}(P_L)$ es la función normal inversa del valor de probabilidad.

Finalmente, los factores de seguridad y escalamiento por magnitud de ambos modelos se muestran en Tabla 17, K13 discute la necesidad de incluir un factor de corrección por confinamiento ($K\sigma$) el cual finalmente es ajustado a 1.0.

↓ **Tabla 17:** Factor de escalamiento de magnitud y factor de seguridad para ambos modelos basados en V_s .

Metodología	AS00	K13
Escalamiento de magnitud	$15M_w^{-1.342}$	$\left(\frac{M_w}{75}\right)^{-2.56}$
Factor de seguridad	$\frac{CRR}{CSR}$	$\frac{CRR(P_L = 15\%)}{CSR}$

6.2.3. EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CPT

Las metodologías a considerar para la evaluación determinística por CPT son Boulanger e Idriss, (2014; BI14), Youd et al. (2001; Y01), basada en la metodología de Robertson y Wride (1998; RW98), y un análisis probabilístico desarrollado por Moss et al. (2006; MS06).

Además de los valores de resistencia cíclica (CRR) se incluyen las fórmulas para el cálculo de los parámetros necesarios para corregir CRR: como CN, MSF, $K\sigma$ y corrección por finos.

6.2.4. COEFICIENTE DE NORMALIZACIÓN (CN):

De igual forma que para el ensayo SPT, los valores de resistencia medidos en punta deben ser normalizados a una presión de confinamiento de 1 kgf/cm². Las tres metodologías proponen destinos valores para la normalización de la resistencia los cuales se presentan en la Tabla 18.

↓ Tabla 18: Formas funcionales para cálculo de parámetros de coeficiente de normalización.

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Coeficientes normalizadores
BI14	$q_{c1N_{cs}}, \sigma'_v, P_a, m$	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7$ $m = 1.338 - 0.249(q_{c1N_{cs}})^{0.264}$
Y01/RW98	I_c, σ'_v, P_a, n	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \leq 1.7$ $n = 0.381(I_c) + 0.05 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) - 0.15 \leq 1.0$
MS06	$q_c, \sigma'_v, P_a, R_f, c$	$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^c \leq 1.7$ $c = f_1 \left(\frac{R_f}{f_3} \right)^{f_2} \leq 1.0$ $f_1 = 0.78 q_c^{-0.33}; f_2 = -(0.32 q_c^{-0.35} + 0.49);$ $f_3 = \text{abs}(\log(10 + q_c))^{1.21}$

(1) Variables explicativas:

$q_{c1N_{CS}}$ = Resistencia en punta del ensayo CPT, normalizada y corregida para arenas limpias.

I_c = Indicé del tipo de comportamiento del suelo.

q_c = Resistencia en punta del ensayo CPT.

σ'_v = Tensión efectiva vertical en el suelo, en kPa.

P_a = Presión atmosférica, igual a 101.8 kPa.

m, n, c = Coeficientes exponenciales normalizadores para cada metodología.

6.2.5. AJUSTE POR CONTENIDO DE FINOS PARA RESISTENCIA POR CPT

Las ecuaciones para el ensayo CPT desarrolladas por Boulanger e Idriss (2014) poseen la misma base que las del ensayo SPT (descrito en la sección n3). La resistencia cíclica se obtiene del término $q_{c1N_{cs}}$ que corresponde a la resistencia normalizada del suelo obtenida del ensayo CPT, corregido por el contenido de finos (Δq_{c1N}) de la misma forma que el término $\Delta(N_{60})$ para los ensayos SPT.

$$q_{c1N_{cs}} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

Por su parte, Robertson y Wride (1998) utiliza el índice de comportamiento del suelo (I_c) para poder realizar la corrección por contenido de fino, este término depende de la resistencia en punta normalizada ($q_{c1N_{cs}}$) y la resistencia en fuste normalizada (F_r) medidas del ensayo CPT.

$$q_{c1N_{cs}} = K_c q_{c1N}$$

$$F_r = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_v} \right] * 100\%$$

$$I_c = [(3.47 - \log(q_{c1N}))^2 + (1.22 + \log F_r)^2]^{0.5}$$

La corrección por contenido de finos para obtener el coeficiente de resistencia normalizado para arena limpia es un proceso iterativo, y ambos métodos dependen del valor normalizado de la resistencia de punta normalizada ($q_{c1N_{cs}}$).

↓ **Tabla 19:** Formas funcionales para cálculo de factores de corrección por contenido de finos.

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Factores de corrección por contenido de finos
BI14	$q_{c1N}, \Delta q_{c1N}, FC$	$q_{c1N_{cs}} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$ $\Delta q_{c1N} = (11.9 + \frac{q_{c1N}}{14.6}) \exp(1.63 - \frac{9.7}{FC + 2} - (\frac{15.7}{FC + 2})^2)$
Y01/RW98	q_{c1N}, K_c, I_c	$q_{c1N_{cs}} = K_c q_{c1N}$ $K_c = 1.0 \quad , \text{si } I_c \leq 1.64$ $K_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \quad , \text{si } I_c > 1.64$

(1) Variables explicativas:

q_{c1N} = Resistencia en punta del ensayo CPT normalizada

FC = Contenido de finos

I_c = Indicé del tipo de comportamiento del suelo.

$\Delta q_{c1N}, K_c$ = Factores de corrección por contenido de finos.

6.2.6. FACTOR DE ESCALA POR MAGNITUD (MSF):

El factor de escalamiento por magnitud (MSF) según la metodología de Boulanger e Idriss (2014) puede ser calculada en función del término $q_{c1N_{cs}}$, por su parte Youd et al. (2001) recomienda utilizar el mismo valor presentado para el ensayo SPT en informe N°1, dado que no utiliza el valor de CPT para el cálculo de MSF y es solo función de la magnitud.

↓ Tabla 20: Formas funcionales para factor de escalamiento por magnitud.

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Forma funcional
BI14	$q_{c1N_{cs}}, M_w$	$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1N_{cs}}}{180}\right)^3 \leq 2.2$ $MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) \left(8.64 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 1.325\right)$

(1) Variables explicativas:

q_{c1N} = Resistencia en punta del ensayo CPT normalizada
 FC = Contenido de finos
 I_c = Indicé del tipo de comportamiento del suelo.
 $\Delta q_{c1N,Kc}$ = Factores de corrección por contenido de finos.

6.2.7. FACTOR DE ESCALA POR CONFINAMIENTO (K_σ):

Boulanger e Idriss (2014) recomienda el cálculo del factor de modificación por confinamiento en términos de $q_{c1N_{cs}}$.

↓ Tabla 21: Formas funcionales para factor escalam8ento por confinamiento.

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Forma funcional
BI14	$q_{c1N_{cs}}, \sigma'_v, P_a$	$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right) \leq 1.1$ $C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27(q_{c1N_{cs}})^{0.264}} \leq 0.3$

(1) Variables explicativas:

q_{c1N} = Resistencia en punta del ensayo CPT normalizada.
 FC = Contenido de finos
 I_c = Indicé del tipo de comportamiento del suelo.
 $\Delta q_{c1N,Kc}$ = Factores de corrección por contenido de finos.

6.2.8. RESISTENCIA CÍCLICA NORMALIZADA ($CRR_{7.5}$)

Para estimar la capacidad del suelo frente al fenómeno de licuación se establecen correlaciones entre la resistencia de una arena normalizada limpia, mediante el parámetro de resistencia del CPT, $q_{c1N_{cs}}$, y una capacidad (CRR) normalizada a una magnitud 7.5M_w y una presión de confinamiento de $\sigma'v=1\text{ atm}$.

Las formas funcionales se muestran en la siguiente Tabla 22 y en la Figura 28. Las metodologías de BI14 y Y01 son exclusivamente dependientes de $q_{c1N_{cs}}$ y de naturaleza determinística. Por su parte, la metodología probabilista de MS06 recomienda una frontera de comportamiento determinístico para una probabilidad de licuación (P_L) igual a 15%.

↓ Tabla 22: Formas funcionales de resistencia cíclica normalizada ($CRR_{7.5}$)

Metodología	Variables explicativas ⁽¹⁾	Factores de corrección por contenido de finos
BI14	$q_{c1N_{cs}}$	$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{q_{c1N_{cs}}}{113} + \left(\frac{q_{c1N_{cs}}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1N_{cs}}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1N_{cs}}}{137}\right)^4 - 2.8\right)$
Y01	$q_{c1N_{cs}}$	$CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{q_{c1N_{cs}}}{1000}\right] + 0.05, \quad Si : q_{c1N_{cs}} < 50$ $CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{q_{c1N_{cs}}}{1000}\right]^3 + 0.08, \quad Si : 50 \leq q_{c1N_{cs}} \leq 160$
MS06	$q_{c1N}, R_f, c,$ $M_w, \sigma' v$	$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{\left(q_{c1N}^{1.045} + q_{c1N}(0.110 R_f) + (0.001 R_f) + c(1 + 0.85 R_f) - 0.848 \ln(M_w) - 0.002 \ln(\sigma' v) - 20.923 + 1.632 \Phi^{-1}(P_L)\right)}{7.177}\right)$ $P_L = \Phi\left(\frac{\left(q_{c1N}^{1.045} + q_{c1N}(0.110 R_f) + (0.001 R_f) + c(1 + 0.85 R_f) - 7.177 \ln(CSR) - 0.848 \ln(M_w) - 0.002 \ln(\sigma' v) - 20.923\right)}{1.632}\right)$

(1) Variables explicativas:

$q_{c1N_{CS}}$ = Resistencia en punta del ensayo CPT normalizada y corregida para arenas limpias.

q_{c1N} = Resistencia en punta del ensayo CPT normalizada.

R_f = Razón de fricción ($R_f=fs/q_c$)

M_w = Magnitud de momento

σ'_v = tensión efectiva vertical en el suelo, en kPa

Pa = Presión atmosférica, igual a 101.8 kPa.

c = Coeficiente exponencial normalizador para cada metodología MS06.

P_L = Probabilidad de ocurrencia de licuación (entre 0 y 1). $\Phi^{-1}(PL)$ es la función normal inversa del valor de probabilidad.

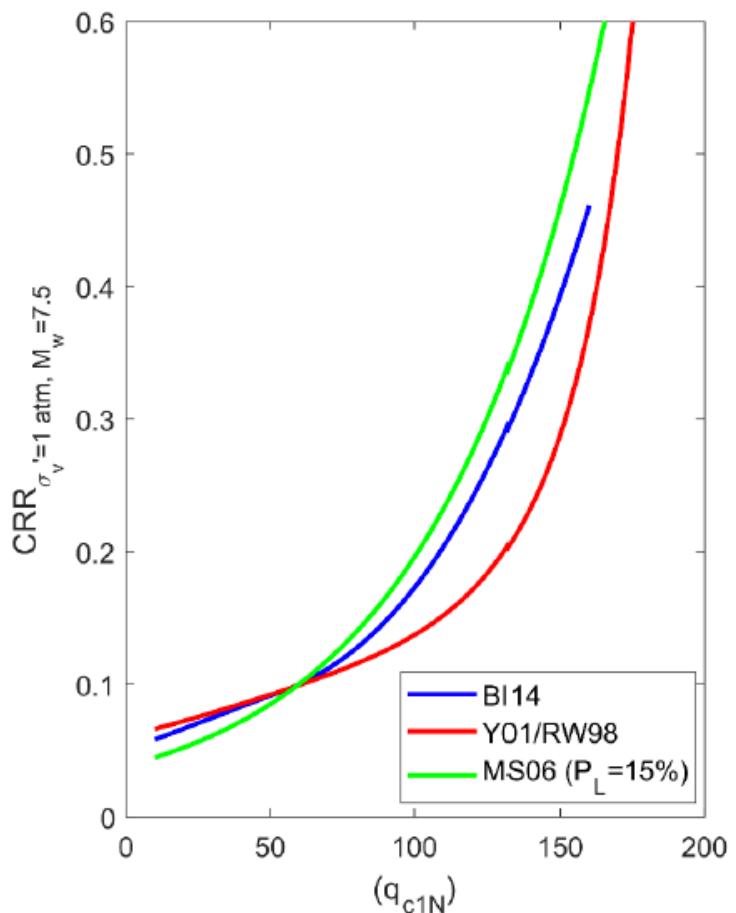


Figura 28. Comparación de resistencias cíclicas (CRR) estimadas por las tres metodologías y datos provenientes del ensayo CPT.

6.3. EVALUACIÓN DE ASENTAMIENTOS PRODUCTO DE LICUACIÓN

El cálculo de los asentamientos inducidos por la licuación se basa en la estimación de las deformaciones volumétricas acumulativas debido a la reconsolidación de los suelos licuados. En consecuencia, por ejemplo, los depósitos de suelos arenosos gruesos mal compactados tienen un alto potencial de desarrollar grandes asentamientos. Es importante tener en cuenta que se pueden producir asentamientos adicionales causados por las tensiones de corte inducidas por la estructura proyectada y también por la pérdida de volumen del suelo debido a la eyección de sedimentos.

Los asentamientos, producto de la licuación, son calculados como una sumatoria acumulada de la deformación volumétrica (ϵ_v) en profundidad por el espesor. En términos generales, el asentamiento (S) queda expresado según la siguiente ecuación.

$$S = \int_0^{z_{max}} \epsilon_v \ dz = \sum (\Delta z_i * \epsilon_{vi})$$

A continuación, se presenta la estimación de los asentamientos para la licuación producida por la reconsolidación de los suelos licuables, a través de tres metodologías: Ishihara y Yoshimine (1992), Cetin et al. (2009) y Bray y Macedo (2017). Solo la última de ellas considera aspectos de las deformaciones por corte impuestas por la superestructura proyectada y por efecto de la eyección de material fundante a la superficie.

6.3.1. ISHIHARA Y YOSHIMINE (1992); ZHANG ET AL. (2004)

La deformación volumétrica queda expresada según la siguiente ecuación.

$$\epsilon_v = 1.5 \times \exp(-2.5D_R) \times \min(0.08, \gamma_{max})$$

Zhang et al. (2004) definió la deformación de corte máxima (γ_{max}) en función de la densidad relativa (D_R) y el factor de seguridad a la licuación (FSL) obtenido de las metodologías de evaluación de la licuación con base en correlaciones semi empíricas (capítulo 6.2). Se muestra gráficamente en la Figura 29 (en panel de la derecha).

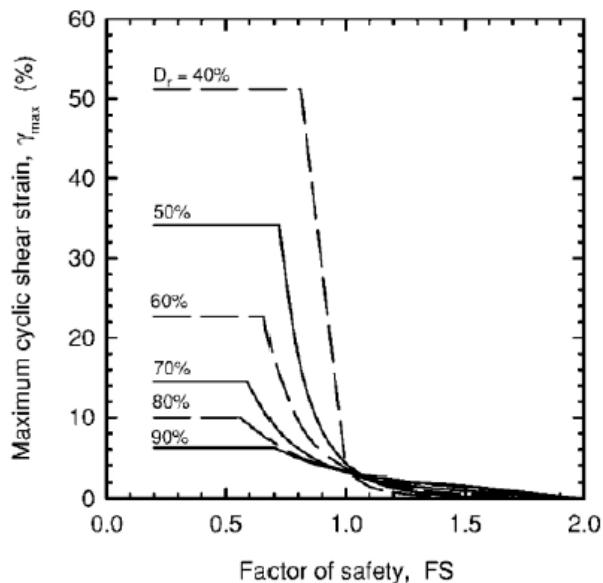
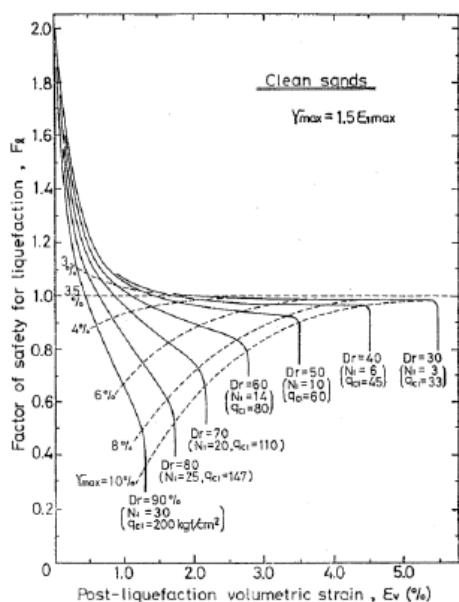
La metodología consiste principalmente en los siguientes cuatro pasos:

- (1) Dividir el suelo de fundación en capas (i -ésimas capas de espesor Δz_i) y estimar la densidad relativa (D_r) para cada uno de los estratos. Se pueden utilizar las correlaciones de D_r con el número de golpes normalizado y corregido por finos ($N_{1,60,cs}$).

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60,cs}}{46}}$$

- (2) Calcular el factor de seguridad a la licuación (FS_L) para cada capa " i " (obtenido de las metodologías de evaluación de la licuación con base en correlaciones semi empíricas)
- (3) Estimar la deformación volumétrica en la capa " i " (ϵ_{vi}), mediante el gráfico de la izquierda de la Figura 29, ingresando como dato de entrada la $D_{r,i}$ y el $FS_{L,i}$.
- (4) Calcular el asentamiento total (S)

$$S = \sum (\Delta z_i * \frac{\epsilon_{vi}}{100\%})$$



↑ Figura 29: Gráfico para determinar la deformación volumétrica como función del factor de seguridad

Adicionalmente, Ishihara y Yoshimine (1992) definen umbrales de severidad del daño en función del asentamiento esperado. De esta forma, asentamientos esperados entre 0-10 cm provocarían daños ligeros a no daño, mientras que en el orden de 10-30 cm se observaría daño medio, es decir pequeñas grietas y volcanes de arena, y finalmente asentamientos sobre 30 cm originarían daños extremos, que se traducirían en grietas y deslizamientos laterales importantes.

6.3.2. CETIN ET AL. (2009)

Cetin et al. (2009), elaboraron una propuesta para calcular la deformación volumétrica a partir de una metodología probabilística, basada en los modelos semiempíricos (e.g., Cetin et al., 2004), y que queda en función de la demanda cíclica normalizada ($CSR_{SS,20,1D,1atm}$) y la capacidad del suelo, expresado como el número de golpes del SPT normalizado ($N_{1,60,cs}$). El cálculo queda expresado en la siguiente ecuación.

$$\ln(\epsilon_v) = \ln(1.879 \ln\left[\frac{780.416 \ln(CSR_{SS,20,1D,1atm}) - N_{1,60,cs} + 2442.465}{636.613 N_{1,60,cs} + 306.732}\right] + 5.583) \pm 0.689$$

donde, $CSR_{SS,20,1D,1atm}$ es la demanda cíclica (CSR) en una dimensión a 20 ciclos uniformes de carga bajo un confinamiento de 1 atm, y queda definido en la con:

$$CSR_{SS,20,1D,1atm} = \frac{CSR}{K_{md} K_{Mw} K_\sigma}$$

donde, K_{md} es la corrección para convertir el CSR multidireccional en un valor unidireccional de laboratorio y es función de la densidad relativa, K_{Mw} es la corrección por número de ciclos parametrizada mediante la magnitud de momento y K_σ es la corrección por el confinamiento, función del esfuerzo vertical efectivo.

$$\begin{aligned} K_{md} &= 0.361 \times \ln(D_R) - 0.579 \\ K_{Mw} &= 87.1 \times M_w^{-2.217} \\ K_\sigma &= (\sigma_{v0}' / P_a)^{f-1}; \quad f = 1 - 0.005 \times D_R \end{aligned}$$

Para calcular el asentamiento total estimado, en el caso de ocurrir la licuación, Cetin et al. (2009) define un factor de ponderación por profundidad (DF_i), de esta forma, los estratos que licuen superficialmente tendrán mayores manifestaciones en superficie, que los estratos de igual espesor que se ubiquen a mayor profundidad. El factor DF_i incluye la definición de una profundidad crítica (z_{cr}), para la cual se asume que, si estratos presentan licuación bajo esta cota no habrá manifestación perceptible en la superficie. Esta metodología fija una z_{cr} igual a 18 metros.

$$DF_i = 1 - (d_i / z_{cr} = 18m)$$

donde, d_i es la profundidad del estrato medido desde la superficie. Finalmente, el asentamiento total, será función del promedio ponderado de cada estrato, según las siguientes ecuaciones.

$$\varepsilon_{v, eqv.} = \sum \varepsilon_{v,i} t_i DF_i / \sum t_i DF_i$$

$$S = \varepsilon_{v, eqv} \sum t_i$$

6.3.3. BRAY Y MACEDO (2017)

Eventos recientes, (e.g., terremoto de Tohoku, Japón) han evidenciado que los asentamientos producto de la licuación en campo libre, muestran diferentes niveles de asentamiento que en zonas edificadas. En la Figura 30 se muestran las diferencias entre un edificio fundado sobre pilotes, el cual no tiene asentamientos verticales aparentes (≈ 0 mm), mientras que el suelo alrededor se asienta unos ≈ 300 mm, y un edificio al costado, fundado sobre zapatas superficiales, desarrolla 700 mm de asentamiento con respecto al edificio sobre pilotes. Por lo tanto, estos autores concluyeron que los edificios tienen asentamientos superiores a los originados solo por la reconsolidación 1D que se observa en el campo libre (e.g., Ishihara y Yoshimine, 1992; Zhang et al., 2004; Cetin et al., 2009). En consecuencia, Bray y Macedo (2017) proponen una expresión para estimar el asentamiento del edificio con respecto al campo libre (D_s) como la siguiente expresión.

$$\ln(D_s) = c_1 + c_2 LBS + 0.58 \ln(\tanh(\frac{HL}{6})) + 4.59 \ln(Q) - 0.42 \ln(Q)^2 - 0.02B + 0.84 \ln(CAV_{dp}) + 0.41 \ln(S_{a,T=1seg}) + \epsilon$$

en donde, HL es el espesor de estrato no licuable en el sitio de estudio medido en metros, Q es la presión de contacto en el suelo de fundación producto del edificio en kPa, B es el ancho del edificio en metros, LBS es un indicador de severidad asociado a los asentamientos generados en edificios producto de la licuación y que se verá en detalle en la sección 6.4.5, CAV_{dp} es la velocidad absoluta acumulada en g-s y $S_{a,T=1\text{seg}}$ la aceleración espectral en 1 segundo en g. El parámetro ε , es una variable aleatoria normal, con media cero y desviación estándar 0.50 en unidades logarítmicas. Notar como en la expresión es posible identificar parámetros estructurales (HL , Q y B), geotécnicos (LBS) y sísmicos (CAV_{dp} y $S_{a,T=1\text{seg}}$), y el perfil de suelo y sus propiedades determinan estos tres últimos parámetros.



↑ **Figura 30:** Diferentes niveles de asentamientos según distintos sistemas de fundaciones. A la izquierda edificio sobre pilotes, mientras que a la derecha, se muestra el nivel de asentamiento de un edificio sobre fundaciones superficiales con respecto al campo libre (Ashford et al., 2011).

Para estimar el asentamiento total, para una edificación en suelo licuable, se deben estimar por separado tres componentes: el asentamiento ocasionado por la eyección de material fundante hacia la superficie (D_e , e.g., utilizar como estimador valor de LSN, ver sección 2.5.3), el asentamiento producto de las deformaciones volumétricas (D_v , e.g., utilizar Ishihara y Yoshimine, 1992) y el asentamiento producido por el esfuerzo de corte inducido por el edificio (D_s , e.g., utilizar Bray y Macedo, 2017). Finalmente, la deformación total producto de la licuación será:

$$D_t = D_e + D_v + D_s$$

6.4. INDICADORES DE SEVERIDAD PRODUCTO DE LA LICUACIÓN

Investigaciones recientes han desarrollado indicadores de severidad, los cuales permiten de forma práctica cuantificar los daños por licuación en superficie. A mayor manifestación de por efectos de la licuación en superficie, mayores serán los daños a la infraestructura proyectada. Principalmente podemos identificar indicadores que se basan en los factores de seguridad a la licuación (FSL) como es el caso del indicador de potencial de licuación (LPI) y otros que se sustentan en las deformaciones volumétricas esperadas producto de la licuación (ε_v), como es el caso del número de severidad a la licuación (LSN). A continuación, se detallan seis de los indicadores más utilizados en la práctica ingenieril.

6.4.1. INDICADOR DE POTENCIAL DE LICUACIÓN (LPI)

Este indicador fue propuesto por Iwasaki et al. (1978) y fue modificado por Sonmez (2003), y queda definido por:

$$LPI = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

donde, z es la profundidad en metros, $W(z)$ es una ponderación de la profundidad del estrato licuable y $F(z)$ es la severidad que podría producir el estrato licuable.

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0.5z, & z \leq 20m \\ 0, & z > 20m \end{cases}$$
$$F(z) = \begin{cases} 0, & si FS_L \geq 1.2 \\ 2 \times 10^6 e^{-18.427 F_L}, & si 0.95 < FS_L < 1.2 \\ 1 - FS_L, & si FS_L \leq 0.95 \end{cases}$$

FS_L es el factor de seguridad a la licuación obtenido de alguna metodología semi empírica en la estimación de la licuación (capítulo 6.2). A partir del indicador LPI, se definen diferentes niveles de potencial de licuación según la Tabla 23. Normalmente, se utiliza el umbral de LPI igual a 5 para predecir si ocurrirá o no una manifestación superficial de la licuación.

↓ Tabla 23: Clasificación de sitios según indicador LPI.

LPI	Potencial de licuación
0	No licua (basado en $FS_L > 1.2$)
$0 < LPI < 2$	Bajo potencial de licuación
$2 < LPI < 5$	Moderado potencial de licuación
$5 < LPI < 15$	Alto potencial de licuación
$15 < LPI$	Muy alto potencial de licuación.

6.4.2. INDICADOR DE SEVERIDAD DE LICUACIÓN (LSI)

Sonmez y Gokceoglu (2005), proponen un indicador conocido como LSI, en el cual se modifica la función de la severidad que podría producir el estrato licuable. La severidad se basa en el trabajo de Juang et al. (2003), que propone una ecuación para estimar la probabilidad del estrato a licuar, en base al factor de seguridad a la licuación.

$$LSI = \int_0^{20} P_L(z)W(z)dz$$

$$P_L(z) = \begin{cases} \frac{1}{1 + (\frac{FS_L}{0.96})^{4.5}} & \text{si } FS_L \leq 1.411 \\ 0 & \text{si } FS_L > 1.411 \end{cases}$$

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0.5z, z \leq 20 \text{ m} \\ 0, z > 20 \text{ m} \end{cases}$$

donde, FS_L es el factor de seguridad a la licuación calculado obtenido de alguna metodología semiempírica en la estimación de la licuación (capítulo 6.2). A partir del indicador LSI se definen diferentes niveles de severidad en la ocurrencia de licuación según la Tabla 24.

↓ Tabla 24: Clasificación de sitios según indicador LSI.

LPI	Potencial de licuación
0	No licua (basado en $F_L > 1.2$)
$0 < LSI < 15$	Muy bajo potencial de licuación
$15 < LSI < 35$	Bajo potencial de licuación
$35 < LSI < 65$	Moderado potencial de licuación
$65 < LSI < 85$	Alto potencial de licuación
$85 < LSI < 100$	Muy alto potencial de licuación

6.4.3. NÚMERO DE SEVERIDAD A LA LICUACIÓN (LSN)

El indicador LSN fue propuesto por Van Ballegooij et al. (2014) y utiliza la deformación volumétrica postlicuación (ϵ_v) como un indicador de la severidad que tendrá la manifestación superficial producto de la licuación.

$$LSN = 1000 \int_0^{z_{max}} \frac{\epsilon_v}{z} dz$$

Donde, ϵ_v es la deformación volumétrica postlicuación en decimales y z es la profundidad en metros. La profundidad máxima (z_{max}), para la cual habrá manifestación superficial, se considera igual a 10 m según la metodología original, mientras que algunos consultores lo fijan en 20 m. La deformación volumétrica (ϵ_v), puede ser estimada según la metodología de Ishihara y Yoshimine (1992), utilizando como parámetros la densidad relativa (D_R) y el factor de seguridad de ocurrencia a la licuación (F_{SL}).

6.4.4. INDICADOR DE POTENCIAL DE LICUACIÓN INSPIRADO EN ISHIHARA (LPIISH)

Maurer et al. (2015) propone modificaciones al indicador LPI para considerar la influencia de estratos no licuables, en la respuesta superficial

causada por la licuación. La evidencia ha mostrado que, intercalaciones de estratos no licuables disminuyen la severidad de la licuación en superficie. Esta adaptación se inspira en el trabajo de Ishihara (1985), que relaciona el espesor de estratos no licuables (H_1) con respecto a los espesores de estratos licuables (H_2) y, en su consecuencia, como esta proporción afecta la manifestación superficial de la licuación. El indicador LPlish queda definido en con:

$$LPI_{ish} = \int_{H_1}^{20 m} F(FS) \left(\frac{25.56}{z} \right) dz$$

Donde,

$$F(FS) = \begin{cases} 1 - FS, & \text{si } FS \leq 1.0 \text{ y } H_1 m(FS) \leq 3.0 \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases}$$

$$m(FS) = \exp \left(\frac{5}{25.56(1-FS)} \right) - 1$$

6.4.5. INDICADOR DE ASENTAMIENTO POR LICUACIÓN EN EDIFICIOS (LBS)

Bray y Macedo (2017) crean un indicador de severidad pensado en la aplicabilidad en edificios, este indicador queda definido en la siguiente ecuación.

$$LBS = \int_0^{z_{max}} W \left(\frac{\epsilon_{shear}}{z} \right) dz$$

donde, W es una variable binaria para identificar la posición de los estratos con respecto al sello de fundación, en el cual $W = 1$ cuando $z \geq D_f$ y $W = 0$ en caso contrario. La deformación de corte (ϵ_{shear}) es estimada mediante el trabajo de Zhang et al. (2004), en el cual, la deformación queda expresa en función del Factor de Seguridad a la licuación (FS_L) y la densidad relativa, finalmente z es la profundidad en metros.

6.4.6. NÚMERO DE SEVERIDAD A LA LICUACIÓN INSPIRADO EN ISHIHARA (LSNISH)

Upadhyaya (2019) modifica el parámetro LSN, al igual que Maurer et al. (2015), inspirado en el trabajo de Ishihara (1985). El indicador LSNish queda definido en la siguiente ecuación.

$$LPI_{ish} = \int_{H_1}^{20m} F(\epsilon_v) \left(\frac{36.929}{z} \right) dz$$

donde,

$$F(\epsilon_v) = \begin{cases} \frac{\epsilon_v}{5.5}, & \text{si } FS \leq 2.0 \text{ y } H_1 m(\epsilon_v) \leq 3.0 \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases}$$
$$m(\epsilon_v) = \exp\left(\frac{0.7447}{\epsilon_v}\right) - 1 ; \text{ si } m(\epsilon_v < 0.16) = 100$$

donde, ϵ_v es la deformación volumétrica en porcentaje utilizando Ishihara y Yoshimine (1992).

6.5. EJEMPLO DE CÁLCULO PARA LA EVOLUCIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CORRELACIONES EMPÍRICAS

A continuación, se desarrolla la evaluación del potencial de licuación para la metodología de Boulanger e Idriss (2014), el procedimiento de evaluación es análogo para las otras metodologías. En particular, se utiliza el proyecto Buenos Aires de la comuna de Santa Juana, específicamente se trabaja con los datos reportados del ensayo SPT #1. Las condiciones estratigráficas dan cuenta de un suelo que presenta una estructura principal de arena limosa (SM) y algunas intercalaciones de limos de baja plasticidad (ML) y compacidad media. El terreno de estudio se encuentra emplazado en la unidad Q1 del mapa geológico de Chile (Sernageomin 2003), asociado a secuencia sedimentaria, de época Pleistoceno-Holoceno, característico de depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa.

En la Tabla 25, se muestran los antecedentes geotécnicos reportados de la mecánica de suelos para el sitio de estudio, específicamente

corresponden a los datos del ensayo SPT #1, además se presentan los datos necesarios como input para poder realizar la evaluación ante la licuación. El perfil se reporta hasta los 30 metros y se realiza una estratificación aproximada cada 1 metro. A modo de ejemplo se analizará detalladamente el estrato M-5, pero este cálculo debe ser generalizado para el perfil completo de suelo de fundación, el cual ha sido destacado en la Tabla 25 para su fácil identificación.

Paso 1:

Parámetros Input: parámetros geotécnicos y demanda sísmica

- Número de golpes $N=6$
- Energía utilizada $Er=58 [\%]$
- Diámetro de perforación $D_s=60 [mm]$
- Rango de exploración $z_i=4.00 [m]; z_{i+1}=5.00 [m]$
- Profundidad del estrato $\frac{z=z_i+z_{i+1}}{2}=4.5[m]$
- Contenido de finos $FC=4 [\%]$
- Humedad de la muestra $w=23.2 [\%]$
- Densidad de partículas sólidas $G_s=2.81$
- Límite líquido $LL = 0$
- Límite plástico $LP = 0$
- Índice de plasticidad $IP=NP$
- Clasificación (USCS); SP
- Profundad del nivel freático $z_f=1.25 [m]$
- Presión atmosférica $Pa=101 [kPa]$
- Magnitud de diseño $M=7.9 [Mw]$
- Aceleración: $a_{max}=0.42 [g]$

↓ **Tabla 25:** Datos geotécnicos de entrada para la evaluación del potencial de licuación (El valor de rechazo se asigna con N=100 y sigla NP corresponde a muestra no plástica).

Muestra	Inicio del estrato , z_i (m)	Final del estrato, z_{i+1} (m)	Profundidad, z (m)	Número de golpes (N)	Tipo de suelo (USCS)
M-1	0	1	0,5	4	SM
M-2	1	2	1.5	4	ML
M-3	2	3	2.5	7	SM
M-4	3	4	3.5	19	SM
M-5	4	5	4.5	6	SP
M-6	5	6	5.5	100	SM
M-7	6	7	6.5	39	SP-SM
M-8	7	8	7.5	41	SP
M-9	8	9	8.5	73	SP
M-10	9	10	9.5	50	SM
M-11	10	11	10.5	100	SP-SM
M-12	11	12	11.5	71	ML
M-13	12	13	12.5	100	SM
M-14	13	14	13.5	6	SP-SM
M-15	14	15	14.5	35	SM
M-16	15	16	15.5	100	SM
M-17	16	17	16.5	54	SM
M-18	17	18	17.5	44	SM
M-19	18	19	18.5	100	ML
M-20	19	20	19.5	100	SM
M-21	20	21	20.5	100	SM

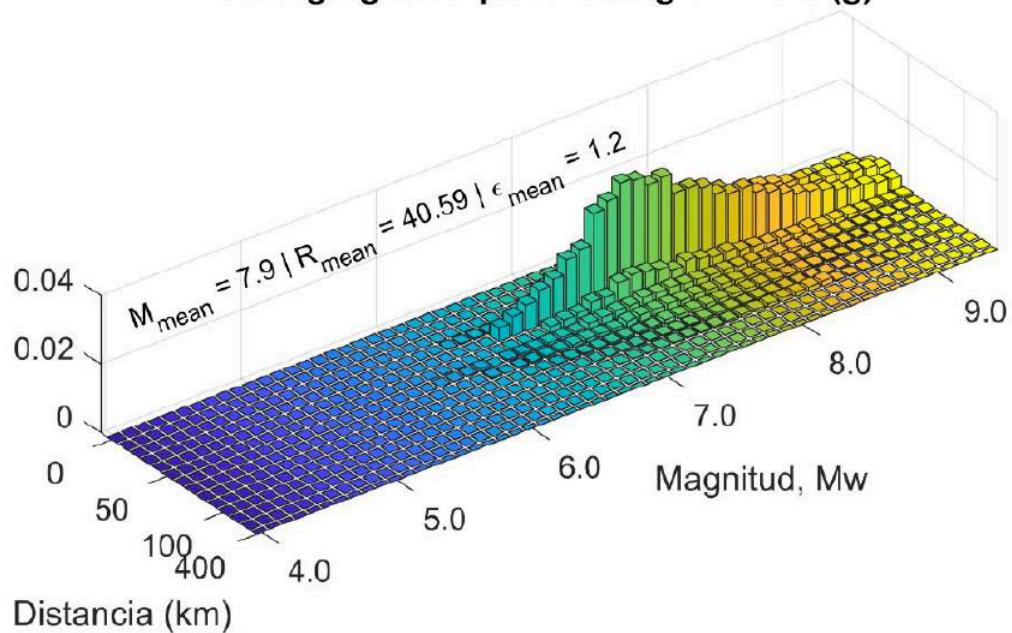
Humedad, w (%)	Densidad de partículas sólidas, Gs	Contenido de finos, FC (%)	LL	LP	IP
22.4	2.77	26	0	0	NP
24.3	2.65	54	0	0	NP
26.2	2.75	37	0	0	NP
25.2	2.76	34	0	0	NP
23.2	2.81	4	0	0	NP
24.5	2.61	37	0	0	NP
27.2	2.77	12	0	0	NP
26.1	2.71	2	0	0	NP
26.4	2.74	4	0	0	NP
27.7	2.63	14	0	0	NP
27.7	2.71	12	0	0	NP
26.5	2.56	64	0	0	NP
25.3	2.77	20	0	0	NP
34	2.78	11	0	0	NP
24.1	2.77	25	0	0	NP
24	2.76	16	0	0	NP
26.2	2.78	39	0	0	NP
21.8	2.76	25	0	0	NP
26.8	2.80	77	0	0	NP
30.2	2.75	27	0	0	NP
29.6	2.75	27	0	0	NP

Continúa en la siguiente página ➔

Muestra	Inicio del estrato , z_i (m)	Final del estrato, z_{i+1} (m)	Profundidad, z (m)	Número de golpes (N)	Tipo de suelo (USCS)
M-22	21	22	21.5	100	SP-SM
M-23	22	23	22.5	100	SM
M-24	23	24	23.5	100	SP
M-25	24	25	24.5	100	SP-SM
M-26	25	26	25.5	83	SM
M-27	26	27	26.5	100	SM
M-28	27	28	27.5	100	SM
M-29	28	29	28.5	100	SM
M-30	29	30	29.5	100	SM

Humedad, w (%)	Densidad de partículas sólidas, Gs	Contenido de finos, FC (%)	LL	LP	IP
24.6	2.76	12	28	25	3
26.9	2.75	19	0	0	NP
32.7	2.76	5	0	0	NP
25.7	2.72	12	0	0	NP
28.1	2.75	16	0	0	NP
26.2	2.74	21	0	0	NP
21.4	2.74	13	0	0	NP
52.1	2.71	19	0	0	NP
26.9	2.72	21	0	0	NP

Desagregación para PGA igual a 0.42(g)



↑ Figura 31: Desagregación obtenida del estudio de peligro sísmico específico para proyecto Buenos Aires, Santa Juana.

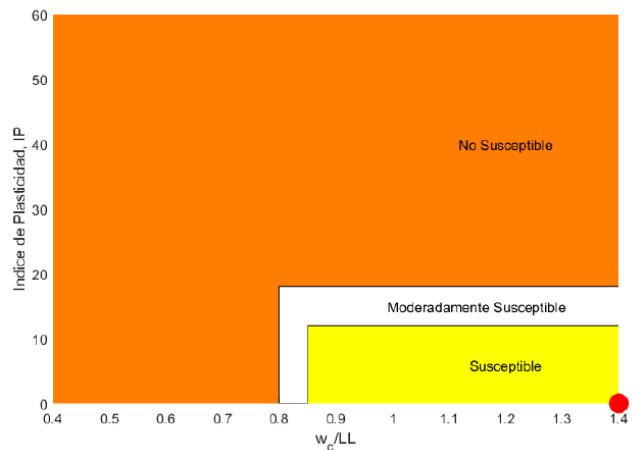
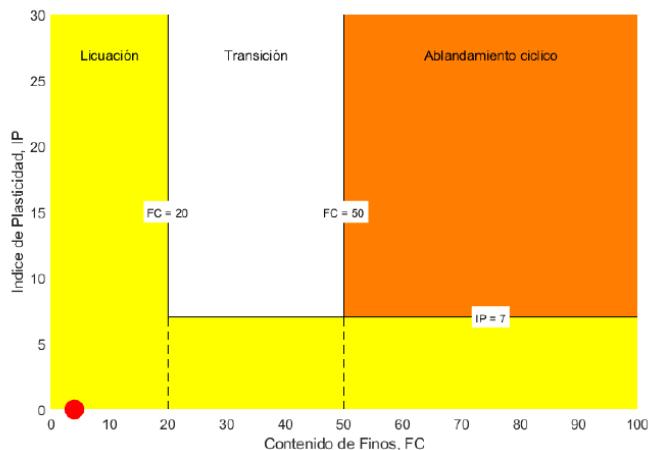
Paso 2:

Aplicación de criterios de susceptibilidad:

Se realiza la evaluación de los criterios de susceptibilidad para identificar si el suelo es susceptible a sufrir licuación o ablandamiento cíclico. Estos criterios dependen principalmente del contenido de finos, la humedad, el límite líquido y el índice de plasticidad asociados a la muestra bajo análisis. Para el estrato en análisis, se tiene que:

- Límite líquido (LL) = 0
- Índice de plasticidad (IP) = 0
- Humedad (w_c) = 23.2 %
- Contenido de finos (FC) = 4%

En este caso el estrato posee un Límite Líquido (LL) igual a cero, por lo que el término w_c/LL tiende a infinito, y se grafica en la esquina derecha inferior del criterio BS06 (ver Figura 32).



↑ Figura 32: Criterio de susceptibilidad a licuación; el punto rojo corresponde a la ubicación del estrato evaluado. A la derecha criterio AM16 e izquierda criterio BS06.

Dado que la muestra posee un porcentaje de finos bajo ($\sim 4\%$) y los índices de plasticidad son nulos (i.e., suelo no plástico) el suelo es susceptible a sufrir del fenómeno de licuación. En consecuencia, **es necesario continuar con el procedimiento** de evaluación de la resistencia y demanda cíclica basado en métodos empíricos.

En el caso contrario, si el estrato no fuese susceptible a licuar se puede descartar directamente su potencial de licuación. La resistencia cíclica (CRR) para las muestras que poseen un comportamiento que tiendan a desarrollar ablandamiento cíclico, se debe evaluar con ensayos triaxiales.

Por otro lado, los suelos que se ubiquen en la zona de transición podrán ser evaluados desde ambas perspectivas (resistencia cíclica con base en ensayos de penetración en terreno o triaxial cíclico), esto a solicitud de la contraparte técnica dependiendo de la magnitud del proyecto.

Paso 3: Cálculo de perfil de tensiones efectivas sobre la masa de suelo

Dado que la muestra de suelo en análisis se encuentra saturada en terreno (bajo el nivel freático), mediante la gravedad específica de los sólidos (G_s) y la humedad natural (w_c) del material es posible calcular la densidad saturada y la densidad natural.

Densidad saturada:

$$\gamma_{sat} = \frac{1+w}{1+G_s*w} * G_s = 20.96 [kN/m^3]$$

Dado el tipo de suelo se asume un valor de densidad sobre el nivel freático de:

Densidad húmeda sobre nivel freático:

$$\gamma_{nat} = 19.00 [kN/m^3]$$

Luego, los esfuerzos verticales bajo el nivel freático sobre la muestra de suelo son:

Esfuerzo vertical:

$$\sigma_{vc} = z_f \gamma_{nat} + (z - z_f) \gamma_{sat} = 91.05 [kPa]$$

Esfuerzo vertical efectivo:

$$\sigma'_{vc} = \sigma_{vc} - (z - z_f) * 9.81; = 59.16 [kPa]$$

Paso 4:

Corrección del número de golpes para ensayo de SPT

Se realiza la corrección del número de golpes por el ensayo SPT. Las características de la máquina y la geometría de las barras utilizadas en el ensayo deben ser reportadas por los informes respectivos.

Corrección por energía:

$$C_E = Er/60 = 0.97$$

Corrección por diámetro:

$$C_B = \begin{cases} 1.00; & \text{Diametro entre 60 a 115} \\ 1.05; & \text{Diametro entre 115 a 150} \\ 1.15; & \text{Diametro entre > 150} \end{cases} = 1.00$$

Asumiendo una altura desde terreno natural a la cota de sujeción de las barras del SPT de 1.5 metros, se tiene que:

$$\text{Largo de la barra} = z + 1.5 [m] = 6$$

Corrección por largo de la barra:

$$C_R = \begin{cases} 0.75; & \text{Largo de la barra < 3} \\ 0.80; & \text{Largo de la barra de 3 a 4} \\ 0.85; & \text{Largo de la barra de 4 a 6} \\ 0.95; & \text{Largo de la barra de 6 a 10} \\ 1.00; & \text{Largo de la barra de 10 a 30} \end{cases} = 0.95$$

Corrección por uso de liner:

$$C_S = \begin{cases} 1.00; & \text{Sin liner} \\ 1.10 - 1.30; & \text{Con liner} \end{cases} = 1.00$$

Número de golpes corregido al 60% de energía

$$N_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S = 5.5$$

Una vez corregido el número de golpes por las características del ensayo SPT, se requiere realizar la corrección por contenido de finos. Este paso se realiza para normalizar el número de golpes a un número de golpes equivalente a arenas limpias.

Siguiendo la metodología de Boulanger e Idriss (2014) se requiere realizar una iteración entre los siguientes términos:

$$Iteracion\ entre \left\{ \begin{array}{l} C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^m \leq 1.7 \\ m = 0.784 - 0.0768\sqrt{(N_1)_{60cs}} \\ (N_1)_{60} = C_N N_{60} \\ (N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \\ \Delta(N_1)_{60} = e^{\left[1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01} \right)^2 \right]} \end{array} \right.$$

Donde se debe buscar el valor de C_N que dé solución a todas las ecuaciones presentadas. Para el ejemplo propuesto, se tiene los siguientes resultados

- Corrección por confinamiento $CN=1.35$
- Número de golpes corregidos por confinamiento $(N_1)_{60}=7.43$
- Aumento del número de golpes por finos $(\Delta(N_1)_{60})=0.0$
- Número de golpes corregido por finos para arena limpia $(N_1)_{60cs}=7.43$

Se puede apreciar un nulo aumento en el número de golpes corregido $(N_1)_{60cs}$, puesto que el contenido de finos es bajo ($FC=4\%$). En los casos que se tiene un FC considerable, el número de golpes aumenta dado que los finos mejoran la resistencia cíclica ante la licuación.

En la Figura 3 del informe G0050-19 se muestra como existe un nulo aumento del número de golpes en los casos que $FC < 5\%$, mientras que puede llegar a aumentar en ~5 golpes para el caso de $FC>30\%$.

Paso 5: Cálculo de la resistencia cíclica

Se calcula la razón de la resistencia cíclica a la licuación (CRR) normalizado por la metodología BI14, utilizando el número de golpes corregido,

$$CRR_{M=7.5,\sigma'_{\nu}=1atm} = e^{[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + (\frac{(N_1)_{60cs}}{126})^2 - (\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6})^3 + (\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4})^4 - 2.8]} = 0.101$$

El término $CRR_{M=7.5,\sigma'_{\nu}=1atm}$ representa la resistencia cíclica normalizada para una magnitud de 7.5 Mw y un confinamiento de 1 (atm), por lo tanto, es necesario corregir para el evento de diseño y el confinamiento al que se encuentra sometido la muestra de suelo.

Notar que la magnitud utilizada proviene de la desagregación del peligro sísmico para un escenario de sismo de diseño (típicamente un periodo de retorno de 475 años, o uno definido por el mandante) y es igual a 7.9 Mw (Figura 31).

Corrección por magnitud (MSF):

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2 = 1.15$$

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1) (8.64 e^{-\frac{M_w}{4}} - 1.325) = 0.98$$

Corrección por confinamiento (K_{σ}):

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 = 0.08$$

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln\left(\frac{\sigma'_{\nu}}{P_a}\right) \leq 1.1 = 1.04$$

Finalmente, la resistencia cíclica para las condiciones requeridas es:

$$CRR_{M_w,\sigma'_{\nu}} = CRR_{M=7.5,\sigma'_{\nu}=1atm} * MSF * K_{\sigma} = 0.104$$

Paso 6: Cálculo de la Demanda Cíclica

La demanda cíclica (CSR) es función de la profundidad, la razón entre los esfuerzos de confinamiento normal y efectivos, y la aceleración máxima de diseño obtenida de la desagregación (Figura 31). La profundidad reduce el esfuerzo cíclico demandado y para su consideración se calcula el factor r_d .

Factor de reducción en profundidad (r_d)

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \operatorname{seno}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) = -0.231$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \operatorname{seno}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) = 0.026$$

$$r_d = e^{[\alpha(z)+\beta(z) M_w]} = 0.977$$

Finalmente, el cálculo de la demanda cíclica ante la licuación, reducido en profundidad, queda según la siguiente expresión del método simplificado:

$$CSR_{M_w, \sigma' v} = 0.65 \frac{\tau_{max}}{\sigma' v} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} \right) r_d = 0.408$$

Paso 7: Cálculo del factor de seguridad ante la licuación

Finalmente se calcula el factor de seguridad por licuación como la razón entre la demanda y la resistencia cíclica.

$$FS_L = \begin{cases} \text{No licuable;} & > 1.0 \\ \text{Licuable;} & \leq 1.0 \end{cases}$$

$$FS_L = \frac{CRR_{M_w, \sigma' v}}{CSR_{M_w, \sigma' v}} = 0.253 \leq 1.0 \Rightarrow \text{Licuable}$$

En la Tabla 26 y Tabla 27, se presentan los resultados de la evaluación de licuación utilizando la metodología de Boulanger e Idriss (2014). El análisis se realiza para todo el perfil estratigráfico del sitio Buenos Aires, Santa Juana.

Los datos de resistencia cíclica de la Tabla 26 corresponden a los valores calculados con los pasos indicados anteriormente.

La Tabla 27 presenta los valores de resistencia cíclica (CRR) corregido y la demanda cíclica (CSR) para el escenario sísmico que controla la demanda sísmica y que han sido presentadas anteriormente (Figura 31). Finalmente, se calcula el factor de seguridad a la licuación (FS_L) para cada estrato del perfil.

Hay que destacar que se limitó el valor de FS_L a un máximo de 2.00, esto ocurre cuando el número de golpes es mayor que 30, en caso de que la muestra no es susceptible a licuar (según criterios descritos en el paso 2) y cuando el estrato en análisis se encuentra sobre la napa freática.

Paso 8: Cálculo de los asentamientos

Una vez identificados los estratos potencialmente licuables es necesario estimar cual será el efecto en superficie y uno de los indicadores primarios en el análisis estructural es la magnitud de los asentamientos esperados. Para tales fines existen diversas metodologías para el cálculo de los asentamientos producto de la deformación volumétrica por efecto de la licuación. Los métodos más comunes y a son las metodologías desarrolladas por Ishihara y Yoshimine (1992; Zhang 2004) y la de Cetin et al. (2009).

1. Ishihara y Yoshimine (1992):

La densidad relativa (D_R) del estrato:

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60,cs}}{46}} * 100 = 40.2$$

Se requiere calcular el corte máximo (γ_{max}) y mínimo (γ_{min}) con:

$$F_\alpha = 0.032 + 0.69 * \sqrt{\max(7, (N_1)_{60,cs})} - 0.13 * \max(7, (N_1)_{60,cs}) = 0.95$$

$$\gamma_{min} = \max \left\{ 1.859 \left(1.1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60,cs}}{46}} \right)^3 \leq 0.5 \right\} = 0.5$$

$$\gamma_{max} = \min \left\{ 0.035 \frac{\gamma_{min}}{\frac{(1-F_\alpha)(2-FS)}{(FS-F_\alpha)}} = 0.5 \right\}$$

La deformación volumétrica porcentual del estrato evaluado ($\varepsilon_{v_IY92_i}$) es:

$$\varepsilon_{v_IY92_i} = 1.5 \exp \left(-2.5 \sqrt{\frac{(N_1)_{60,cs}}{46}} \right) \min(0.08, \gamma_{max}) * 100 = 4.39\%$$

Espesor del estrato (d_z)

$$dz = z_{i+1} - z_i = 1.00 [m]$$

Asentamiento del estrato (S_{i_IY92}):

$$S_{i_IY92} = \varepsilon_{v_IY92_i} * dz = 4.39 [cm]$$

El asentamiento total debido a deformaciones volumétricas proyectado por IY92, es la suma de todos los asentamientos para cada estrato del perfil de suelo (Ver Tabla 28)

$$S_{IY92} = \sum S_{i_IY92} = 16.94 [cm]$$

↓ Tabla 26: Resultados de los parámetros geotécnicos: corrección del número de golpes y CRR $M_w=7.5$, $\sigma'_{vc}=1$ [atm].

Muestra	γ_w [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	σ_{vc} [kPa]	σ'_{vc} [kPa]	C_E	C_B	C_R
M-1	19.0	20.9	10	10	0.97	1.0	0.75
M-2	19.0	20.0	30	27	0.97	1.0	0.80
M-3	19.0	20.2	50	37	0.97	1.0	0.85
M-4	19.0	20.4	70	48	0.97	1.0	0.85
M-5	19.0	21.0	91	59	0.97	1.0	0.95
M-6	19.0	19.8	111	69	0.97	1.0	0.95
M-7	19.0	20.1	131	79	0.97	1.0	0.95
M-8	19.0	20.0	151	90	0.97	1.0	0.95
M-9	19.0	20.1	171	100	0.97	1.0	1.00
M-10	19.0	19.4	191	110	0.97	1.0	1.00
M-11	19.0	19.8	210	120	0.97	1.0	1.00
M-12	19.0	19.3	230	129	0.97	1.0	1.00
M-13	19.0	20.4	250	140	0.97	1.0	1.00
M-14	19.0	19.2	269	149	0.97	1.0	1.00
M-15	19.0	20.6	290	160	0.97	1.0	1.00
M-16	19.0	20.6	310	171	0.97	1.0	1.00
M-17	19.0	20.3	331	181	0.97	1.0	1.00
M-18	19.0	21.0	352	192	0.97	1.0	1.00
M-19	19.0	20.3	372	203	0.97	1.0	1.00
M-20	19.0	19.6	391	212	0.97	1.0	1.00
M-21	19.0	19.6	411	222	0.97	1.0	1.00

	C_S	C_N	N_{60}	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	$\Delta(N_1)_{60}$	m	CRR-BI14 Mw=7.5, $\sigma'_{vc}=1$ [atm]
	1.0	1.70	2.9	4.93	10.08	5.1	0.54	0.119
	1.0	1.70	3.1	5.26	10.87	5.6	0.53	0.124
	1.0	1.64	5.8	9.42	14.96	5.5	0.49	0.156
	1.0	1.34	15.6	20.93	26.42	5.5	0.39	0.328
	1.0	1.35	5.5	7.43	7.43	0.0	0.57	0.101
	1.0	1.01	91.8	92.72	98.26	5.5	0.02	2.000
	1.0	1.08	35.8	38.68	40.75	2.1	0.29	2.000
	1.0	1.04	37.7	39.32	39.32	0.0	0.30	2.000
	1.0	1.00	70.6	70.83	70.83	0.0	0.14	2.000
	1.0	1.00	48.3	48.10	51.00	2.9	0.24	2.000
	1.0	1.00	96.7	96.38	98.45	2.1	0.02	2.000
	1.0	0.98	68.6	67.05	72.64	5.6	0.13	2.000
	1.0	1.00	96.7	96.22	100.70	4.5	0.01	2.000
	1.0	0.83	5.8	4.82	6.43	1.6	0.59	0.095
	1.0	0.84	33.8	28.54	33.61	5.1	0.34	0.846
	1.0	0.99	96.7	95.64	99.21	3.6	0.02	2.000
	1.0	0.87	52.2	45.32	50.89	5.6	0.24	2.000
	1.0	0.81	42.5	34.33	39.40	5.1	0.30	2.000
	1.0	0.99	96.7	95.98	101.53	5.6	0.01	2.000
	1.0	0.99	96.7	95.88	101.09	5.2	0.01	2.000
	1.0	0.99	96.7	95.79	101.01	5.2	0.01	2.000

Continúa en la siguiente página ➔

Muestra	γ_w [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	σ_{vc} [kPa]	σ'_{vc} [kPa]	C_E	C_B	C_R	
M-22	19.0	20.5	432	233	0.97	1.0	1.00	
M-23	19.0	20.1	452	243	0.97	1.0	1.00	
M-24	19.0	19.3	452	234	0.97	1.0	1.00	
M-25	19.0	20.1	492	264	0.97	1.0	1.00	
M-26	19.0	19.9	506	268	0.97	1.0	1.00	
M-27	19.0	20.1	532	284	0.97	1.0	1.00	
M-28	19.0	21.0	574	317	0.97	1.0	1.00	
M-29	19.0	17.1	489	222	0.97	1.0	1.00	
M-30	19.0	19.9	587	310	0.97	1.0	1.00	

↓ Tabla 27: Resultados de la corrección de CRR M_w, σ'_{vc} . Cálculo de CSR y Factores de seguridad (FS)

Muestra	MSF max	MSF	$C\sigma$	$K\sigma$	CRR-BI14 M_w, σ'_{vc}	
M-1	1.19	0.98	0.09	1.10	0.13	
M-2	1.21	0.97	0.10	1.10	0.13	
M-3	1.32	0.96	0.11	1.10	0.16	
M-4	1.79	0.90	0.17	1.10	0.32	
M-5	1.15	0.98	0.08	1.04	0.10	
M-6	2.20	0.85	-0.16	0.93	1.59	
M-7	2.20	0.85	0.30	1.08	1.83	
M-8	2.20	0.85	0.30	1.04	1.77	

	C _S	C _N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	(N ₁) _{60cs}	Δ(N ₁) ₆₀	m	CRR-BI14 Mw=7.5, σ'vc=1 [atm]
	1.0	0.97	96.7	94.13	96.20	2.1	0.03	2.000
	1.0	0.98	96.7	95.15	99.45	4.3	0.02	2.000
	1.0	0.97	96.7	93.31	93.31	0.0	0.04	2.000
	1.0	0.97	96.7	93.71	95.79	2.1	0.03	2.000
	1.0	0.89	80.2	71.46	75.04	3.6	0.12	2.000
	1.0	0.98	96.7	94.90	99.54	4.6	0.02	2.000
	1.0	0.96	96.7	93.07	95.58	2.5	0.03	2.000
	1.0	0.99	96.7	95.36	99.65	4.3	0.02	2.000
	1.0	0.98	96.7	94.66	99.29	4.6	0.02	2.000

	α	β	r _d	CSR	FS _L
	0.00	0.00	1.00	0.27	2.00
	-0.05	0.01	1.00	0.30	0.45
	-0.10	0.01	0.99	0.36	0.46
	-0.16	0.02	0.98	0.39	0.83
	-0.23	0.03	0.98	0.41	0.25
	-0.30	0.03	0.97	0.43	2.00
	-0.38	0.04	0.96	0.44	2.00
	-0.46	0.05	0.95	0.44	2.00

Continúa en la siguiente página ➔

Muestra	MSF max	MSF	$C\sigma$	$K\sigma$	CRR-BI14 M_w, σ'_{vc}	
M-9	2.20	0.85	-0.39	0.99	1.68	
M-10	2.20	0.85	-0.30	0.99	1.69	
M-11	2.20	0.85	-0.16	1.02	1.73	
M-12	2.20	0.85	-0.35	1.06	1.81	
M-13	2.20	0.85	-0.15	1.05	1.79	
M-14	1.13	0.98	0.08	0.97	0.09	
M-15	2.20	0.85	0.24	0.88	0.63	
M-16	2.20	0.85	-0.15	1.09	1.84	
M-17	2.20	0.85	0.30	0.82	1.39	
M-18	2.20	0.85	0.30	0.79	1.34	
M-19	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	
M-20	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	
M-21	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	
M-22	2.20	0.85	-0.16	1.10	1.87	
M-23	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	
M-24	2.20	0.85	-0.17	1.10	1.87	
M-25	2.20	0.85	-0.17	1.10	1.87	
M-26	2.20	0.85	-0.31	1.10	1.87	
M-27	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	
M-28	2.20	0.85	-0.17	1.10	1.87	
M-29	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	
M-30	2.20	0.85	-0.15	1.10	1.87	

	α	β	r_d	CSR	FS_L
	-0.55	0.06	0.94	0.44	2.00
	-0.64	0.07	0.93	0.45	2.00
	-0.73	0.08	0.92	0.45	2.00
	-0.82	0.09	0.91	0.45	2.00
	-0.92	0.10	0.90	0.43	2.00
	-1.01	0.11	0.88	0.75	0.20
	-1.11	0.12	0.87	0.42	1.49
	-1.20	0.13	0.86	0.42	2.00
	-1.30	0.14	0.85	0.42	2.00
	-1.39	0.15	0.84	0.40	2.00
	-1.48	0.16	0.82	0.41	2.00
	-1.56	0.17	0.81	0.42	2.00
	-1.65	0.18	0.80	0.41	2.00
	-1.72	0.19	0.79	0.39	2.00
	-1.79	0.19	0.78	0.39	2.00
	-1.86	0.20	0.76	0.40	2.00
	-1.97	0.21	0.75	0.38	2.00
	-1.97	0.21	0.74	0.38	2.00
	-2.02	0.22	0.73	0.37	2.00
	-2.06	0.22	0.72	0.63	2.00
	-2.09	0.22	0.71	0.43	2.00
	-2.11	0.22	0.71	0.36	2.00

2. Cetin et al. (2009):

Primero, para el asentamiento se debe calcular los factores de corrección (factor unidireccional, por número de ciclos y por confinamiento).

$$K_{md} = 0.361 \ln(D_R) - 0.579 = 0.75$$

$$K_{Mw} = 87.1 Mw^{-2.217} = 0.89$$

$$K_\alpha = \left(\frac{\sigma'_{vc}}{Pa} \right)^{(1-0.005 D_R)-1} = 1.11$$

Luego, se calcula una demanda cíclica unidireccional normalizada a 20 ciclos uniformes para un esfuerzo de confinamiento de 1 [atm], el cual queda definido por:

$$CSR_{SS,20,1D,1atm} = \frac{CSR}{K_{md} K_{Mw} K_\sigma} = 0.55$$

La deformación volumétrica porcentual se calcula con:

$$\epsilon_{v,Ce09_i} = \ln (1.879 \ln \left[\frac{780.416 \ln(CSR_{SS,20,1D,1atm}) - N_{1,60,CS} + 2442.465}{636.613 N_{1,60,CS} + 306.732} \right] + 5.583) = 3.82\%$$

Se calcula el factor de profundidad crítica (DF_i). Notar como este factor sobre pondera el efecto en el asentamiento de los estratos superficiales y disminuye en importancia el efecto de los estratos más profundos.

$$DF_i = 1 - \left(\frac{z}{z_{cri}=18 \text{ [m]}} \right) = 0.75$$

Luego, el asentamiento del estrato según Cetin et al. (2009):

$$S_{i,Ce09} = \epsilon_{v,Ce09_i} * dz * DF_i = 2.87 \text{ [cm]}$$

Finalmente, el asentamiento total por Ce09, es una ponderación por cada estrato calculado mediante la siguiente formula (Ver Tabla 28)

$$\epsilon_{v,eqv} = \frac{\sum(\epsilon_{v,Ce09_i} * dz_i * DF_i)}{\sum(dz_i * DF_i)} = 1.01$$

$$S_{Ce09} = \epsilon_{v,eqv} * \min (\sum dz_i, z_{cri} = 18 \text{ [m]}) = 18.21 \text{ [cm]}$$

Paso 9: Cálculo de indicadores de severidad.

Paso 9.1: Indicadores en función del factor de seguridad (FS)

a. Indicador de Potencial de Licuación (LPI)

Al igual que Ce09 existe una ponderación de la profundidad del estrato licuable, en este caso se considera una profundidad critica igual a 20 metros (i.e., bajo esta cota la ocurrencia de licuación tiene nula manifestación en superficie) y similarmente, los estratos superficiales son más preponderantes que los más profundos.

$$W(z)_i = \begin{cases} 10 - 0.5z, & z \leq 20m \\ 0, & z > 20m \end{cases} = 7.75$$

Luego, la severidad que podría producir el estrato licuable se determina según,

$$F(z)_i = \begin{cases} 0, & si FS_L \geq 1.2 \\ 2 \times 10^6 e^{-18.427 FS}, & si 0.95 < FS_L < 1.2 \\ 1 - FS, & si FS_L \leq 0.95 \end{cases} = 0.75$$

En consecuencia, el indicador del potencial de licuación para el estrato analizado es,

$$LPI_i = F(z)_i W(z)_i = 5.79$$

Finalmente, el indicador total es la suma de los indicadores para los estratos hasta los 20m es:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) W(z) dz = 19.71$$

↓ Tabla 28: Asentamientos por metodología de Ishihara y Yoshimine (1992) y Cetin et al. (2009).

Muestra	D_R	dz [m]	γ_{min}	F_α	γ_{max}	$\epsilon_{v_IY09_i}$	ASENTAMIENTOS	
							Ishihara y Yoshimine (1992)	
M-1	0.47	1.00	0.47	0.91	0.00	0.00	0.00	
M-2	0.49	1.00	0.43	0.89	0.43	3.56	3.56	
M-3	0.57	1.00	0.28	0.76	0.28	2.88	2.88	
M-4	0.76	1.00	0.07	0.14	0.05	1.17	1.17	
M-5	0.40	1.00	0.50	0.95	0.50	4.39	4.39	
M-6	1.00	1.00	0.00	-5.90	0.00	0.00	0.00	
M-7	0.94	1.00	0.01	-0.86	0.00	0.00	0.00	
M-8	0.92	1.00	0.01	-0.75	0.00	0.00	0.00	
M-9	1.00	1.00	0.00	-3.37	0.00	0.00	0.00	
M-10	1.00	1.00	0.00	-1.67	0.00	0.00	0.00	
M-11	1.00	1.00	0.00	-5.92	0.00	0.00	0.00	
M-12	1.00	1.00	0.00	-3.53	0.00	0.00	0.00	
M-13	1.00	1.00	0.00	-6.13	0.00	0.00	0.00	
M-14	0.37	1.00	0.50	0.95	0.50	4.71	4.71	
M-15	0.85	1.00	0.03	-0.34	0.01	0.23	0.23	
M-16	1.00	1.00	0.00	-5.99	0.00	0.00	0.00	
M-17	1.00	1.00	0.00	-1.66	0.00	0.00	0.00	
M-18	0.93	1.00	0.01	-0.76	0.00	0.00	0.00	

ASENTAMIENTOS

Cetin et al. (2009)

	K_{md}	K_{Mw}	K_α	$CSR_{SS,20,1D,1\ atm}$	$\epsilon_{v_Ce09_i}$	DF_i	$S_{i,Ce09}$ [cm]
	0.81	0.89	1.74	0.22	0.00	0.97	0.00
	0.82	0.89	1.39	0.29	2.61	0.92	2.39
	0.88	0.89	1.33	0.34	2.18	0.86	1.88
	0.98	0.89	1.33	0.34	1.11	0.81	0.90
	0.75	0.89	1.11	0.55	3.82	0.75	2.87
	1.08	0.89	1.23	0.36	0.00	0.69	0.00
	1.06	0.89	1.13	0.41	0.00	0.64	0.00
	1.06	0.89	1.07	0.44	0.00	0.58	0.00
	1.08	0.89	1.01	0.45	0.00	0.53	0.00
	1.08	0.89	0.99	0.47	0.00	0.47	0.00
	1.08	0.89	0.93	0.50	0.00	0.42	0.00
	1.08	0.89	0.91	0.51	0.00	0.36	0.00
	1.08	0.89	0.84	0.53	0.00	0.31	0.00
	0.73	0.89	0.94	0.74	4.28	0.25	1.07
	1.03	0.89	0.81	0.57	0.00	0.19	0.00
	1.08	0.89	0.75	0.58	0.00	0.14	0.00
	1.08	0.89	0.74	0.59	0.00	0.08	0.00
	1.06	0.89	0.72	0.60	0.00	0.03	0.00

Continúa en La siguiente página 

ASENTAMIENTOS

Muestra	D_R	d_z [m]	γ_{min}	F_α	γ_{max}	$\epsilon_{v_IY92_i}$	S_{i_IY92} [cm]	
							Ishihara y Yoshimine (1992)	
M-19	1.00	1.00	0.00	-6.21	0.00	0.00	0.00	
M-20	1.00	1.00	0.00	-6.17	0.00	0.00	0.00	
M-21	1.00	1.00	0.00	-6.16	0.00	0.00	0.00	
M-22	1.00	1.00	0.00	-5.71	0.00	0.00	0.00	
M-23	1.00	1.00	0.00	-5.43	0.00	0.00	0.00	
M-24	1.00	1.00	0.00	-5.43	0.00	0.00	0.00	
M-25	1.00	1.00	0.00	-5.67	0.00	0.00	0.00	
M-26	1.00	1.00	0.00	-3.75	0.00	0.00	0.00	
M-27	1.00	1.00	0.00	-6.02	0.00	0.00	0.00	
M-28	1.00	1.00	0.00	-5.65	0.00	0.00	0.00	
M-29	1.00	1.00	0.00	-6.03	0.00	0.00	0.00	
M-30	1.00	0.00	-6.00	0.00	1.00	0.00	0.00	

$$S_{IY92} \quad 16.94 \text{ [cm]}$$

ASENTAMIENTOS

Cetin et al. (2009)

	K_{md}	K_{Mw}	K_α	$CSR_{SS,20,1D,1\ atm}$	$\epsilon_{v_Ce09_i}$	DF_i	S_{i_Ce09} [cm]
	1.08	0.89	0.70	0.61	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.71	0.61	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.69	0.62	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.65	0.63	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.61	0.65	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.66	0.64	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.62	0.64	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.61	0.65	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.60	0.65	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.56	0.66	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.67	0.66	0.00	0.00	0.00
	1.08	0.89	0.57	0.66	0.00	0.00	0.00

$\epsilon_{v,eqv}$	1.01 [cm]
S_{Ce09}	18.21 [cm]

b. Indicador de Potencial de Licuación inspirado en Ishihara (LPlish)

En los indicadores de severidad basados en los trabajos de Ishihara (1985) el primer paso consiste en identificar el espesor superficial del estrato no licuable en función de los factores de seguridad: para el caso en estudio el espesor de estrato no licuable (H_1) es de 1.0 metro. Ishihara (1985) propone que la existencia de estratos superiores no licuables en el perfil de suelo aminora el efecto de la licuación en superficie. Notar como en Figura 33 para un mismo nivel de demanda (i.e., 0.30 g) la existencia de estrato no licuable (H_1) de 6 metros requiere aproximadamente de unos 6 metros de espesores de suelo licuable para inducir daño, mientras que la existencia de un espesor H_1 de 3 metros requiere de dos metros de suelo licuable para tener una manifestación en superficie.

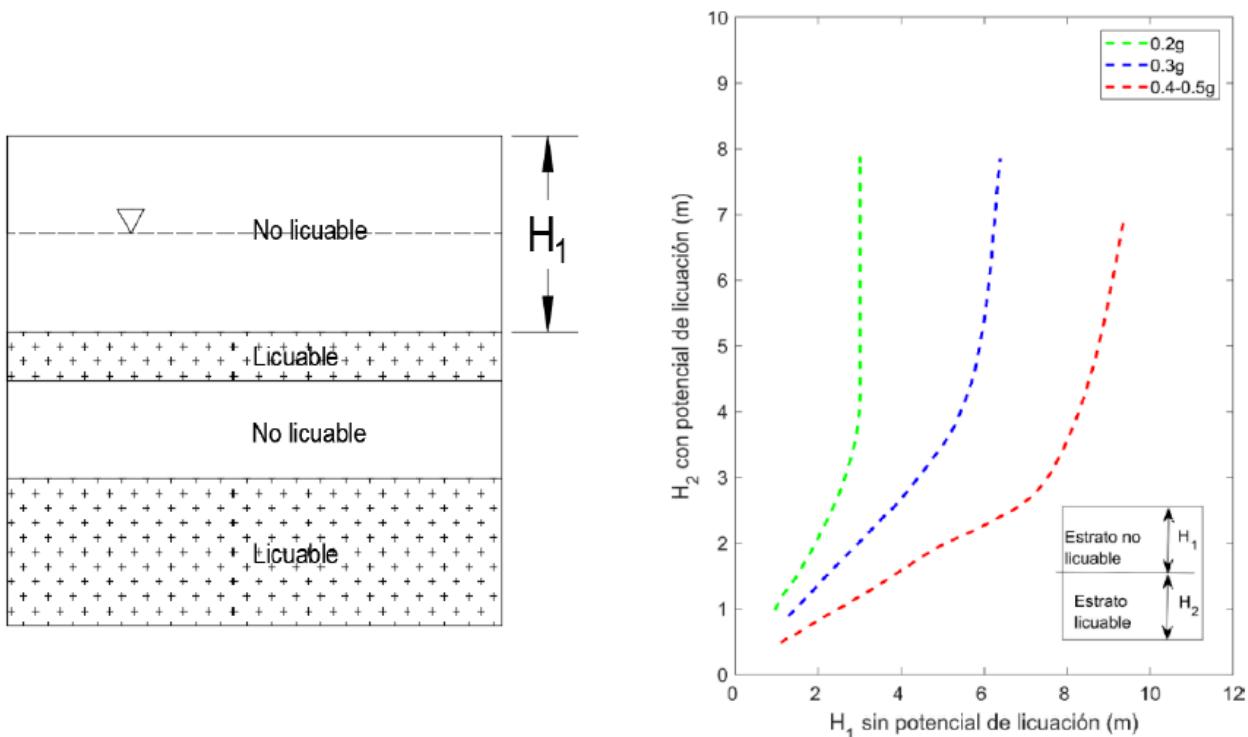


Figura 33: Imagen representativa del primer estrato no licuable (H_1). Modificada de Ishihara (1985).

$$m(FS_L) = \exp\left(\frac{5}{25.56(1-FS)}\right) - 1 = 0.3$$

$$F(FS_L) = \begin{cases} 1 - FS, & \text{si } FS \leq 1.0 \text{ y } H_1 m(FS) \leq 3.0 \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases} = 0.74$$

$$LPIish_i = F(FS_L)\left(\frac{25.56}{z}\right) = 4.24$$

Finalmente, el indicador total es la suma de los indicadores para los estratos desde H1 hasta los 20 m es:

$$LPIish = \int_{H_1}^{20 \text{ m}} F(FS_L)\left(\frac{25.56}{z}\right) dz = 22.02$$

Paso 9.2:

Indicadores en función de la deformación volumétrica (ε_v):

a. Número de severidad a la licuación (LSN)

El número de severidad a la licuación para el método de cálculo de deformaciones volumétricas según Ishihara y Yoshimine (1992) (LSN_{IY92}) es:

$$LSN_{IY92_i} = 10 * \frac{\varepsilon_{v_IY92_i}}{z} = 6.55$$

Finalmente, el número de severidad para el sitio se calcula como la suma de cada índice, desde la superficie ($z=0$), hasta z_{max} , que corresponde a la profundidad máxima para la cual habrá manifestación superficial, se considera igual a 10 m según la metodología original.

$$LSN_{IY92} = 10 * \int_{z1=0.5 [m]}^{z_{max}=10 [m]} \frac{\varepsilon_{v_IY92_i}}{z_i} dz = 48.36$$

b. Número de severidad a la licuación inspirado en Ishihara

Número de severidad a la licuación inspirado en Ishihara para el método Ishihara y Yoshimine (1992) ($LSNish_{IY92}$):

$$m(\varepsilon_{v_IY92_i}) = \exp\left(\frac{0.7447}{\varepsilon_{v_IY92_i}}\right) - 1 = 0.18 ; \text{ (si } \varepsilon_{v_IY92_i} < 0.16 \text{ usar } m = 100\text{)}$$
$$F(\varepsilon_{v_IY92_i}) = \begin{cases} \frac{\varepsilon_{v_IY92_i}}{5.5}, & \text{si } FS \leq 2.0 \text{ y } H_1 m(\varepsilon_v) \leq 3.0 \\ 0, & \text{en otro caso} \end{cases} = 0.80$$

El número de severidad para el estrato de estudio se determina de la siguiente manera:

$$LSNish_{IY92_i} = F(\varepsilon_{v_IY92_i}) \left(\frac{36.929}{z} \right) = 6.55$$

El número de severidad para el perfil de suelo completo se calcula como la suma de cada índice, desde la superficie ($z=0$), hasta z_{max} , que corresponde a la profundidad máxima para la cual habrá manifestación superficial, se considera igual a 20m según la metodología original.

$$LSNish_{IY92} = \int_{z1=0.5 m}^{z_{max}=20 m} F(\varepsilon_{v_IY92_i}) \left(\frac{36.929}{z} \right) dz = 34.81$$

Paso 10: Evaluación de los indicadores y asentamientos.

Para el sitio de estudio se observan dos capas licuables, la primera capa asociada a estratos más superficiales entre las cotas de 1 [m] hasta 5 [m], y una segunda capa de menor espesor entre los 13[m] y 14 [m]. Los asentamientos totales producto de los estratos licuables son $S_{IY92}=16.94$ [cm] y $S_{Ce09}=18.21$ [cm], los asentamientos de ambas metodologías son congruentes entre sí.

En la Figura 34 se presentan los datos resumidos del sitio como, número de golpes corregido, factores de seguridad y deformaciones volumétricas de ambas metodologías. Finalmente, los resultados de asentamientos e índices de severidad para el sitio en estudio se muestran en la Tabla 30.

↓ **Tabla 29:** Resumen de indicadores de severidad y asentamientos

Indicador	Valor	Potencial de licuación
S_{IY92}	16.94 [cm]	Niveles medios de daños
S_{Ce09}	18.21 [cm]	Niveles medios de daños
LPI	19.706	Muy alto potencial de licuación.
LPI_{ish}	22.023	Muy alto potencial de licuación.
LSN_{IY92}	48.357	Alto potencial de licuación
LSN_{ish}_{IY92}	34.812	Moderado potencial de licuación

Los asentamientos esperados generan niveles de daños medios en superficie asociados a pequeñas grietas y eyecciones de arena (Tabla 30).

Los asentamientos calculados solo son por deformaciones volumétricas, el ingeniero a cargo debe considerar además asentamientos gravitacionales elásticos, por consolidación y de largo plazo (i.e. creep), además de los asentamientos producidos por deformaciones de corte bajo carga dinámica ocasionada por las tensiones de la estructura sobre el suelo.

↓ Tabla 30: Niveles de daños por asentamientos (Ishihara y Yoshimine, 1992)

Asentamientos totales (S) [cm]	Niveles de daños por asentamientos	Representaciones en superficie
S=0	Sin daños	Nulo
S<10	Niveles bajos de daños	Grietas menores
10<S<30	Niveles medios de daños	Pequeñas grietas y eyección de material
S>30	Niveles altos de daños	Grandes grietas, volcanes de arena, movimiento lateral y reordenamiento del suelo

Los índices de severidad manifiestan que el sitio posee un moderado a muy alto potencial de licuación (Tabla 30, Tabla 31 y Tabla 32) bajo las condiciones analizadas para el sitio en particular y para un único ensayo SPT. Es necesario cotejar los resultados con mediciones adicionales disponibles (CPT, Vs e inclusive otros sondajes disponibles), todo con la finalidad de identificar una potencial heterogeneidad horizontal que sea importante para el diseño.

El análisis se realizó con la metodología de Boulanger e Idriss (2014), esta puede ser complementada con distintas metodologías de análisis que permitan cotejar los resultados.

↓ **Tabla 31:** Clasificación de sitios según indicador LPI (Sonmez, 2003)

LPI	Potencial de licuación
0	No licua (basado en $FS_{Liq} > 1.2$)
0<LPI<2	Muy bajo potencial de licuación
2<LPI<5	Moderado potencial de licuación
5<LPI<15	Alto potencial de licuación
15<LPI	Muy alto potencial de licuación.

↓ **Tabla 32:** Clasificación de sitios según indicador LSN (Taylor, 2013)

LSN	Potencial de licuación
LSN<20	Poca o nula manifestación de licuación
20<LSN<40	Moderada manifestación de licuación
40<LSN	Alta manifestación de licuación

Con todos estos antecedentes e indicadores disponibles, el ingeniero a cargo debe proyectar, si se requiere, un mejoramiento de suelo en conjunto con el sistema de fundación óptimo para la estructura que se proyecta. Tanto el sistema de fundación como el mejoramiento deben ser vueltos a evaluar según las metodologías disponibles, logrando disminuir los efectos de la licuación en superficie tanto en términos de asentamientos como de indicadores de daño.

↓ Tabla 33: Índices de severidad por factor de seguridad y deformaciones.

Muestra	Índices de severidad por Factor de seguridad							
	$W(z)$	$F(z)$	LPI_i	$m(FS)$	$F(FS)$	$LPIish_i$	LSN_{IY92i}	
M-1	9.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-2	9.25	0.55	5.12	0.42	0.55	9.43	23.73	
M-3	8.75	0.54	4.76	0.43	0.54	5.57	11.54	
M-4	8.25	0.17	1.44	2.06	0.17	1.28	3.33	
M-5	7.75	0.75	5.79	0.30	0.75	4.24	9.76	
M-6	7.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-7	6.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-8	6.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-9	5.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-10	5.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-11	4.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-12	4.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-13	3.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-14	3.25	0.80	2.60	0.28	0.80	1.51	3.49	
M-15	2.75	0.00	0.00	-0.33	0.00	0.00	0.16	
M-16	2.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-17	1.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-18	1.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-19	0.75	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	

Índices de severidad por deformaciones

	$m(\varepsilon_{v_{IY09_i}})$	$F(\varepsilon_{v_{IY09_i}})$	$LSNish_{IY92_i}$	LSN_{Ce09i}
	100	0.00	0.00	0.00
	0.23	0.65	15.93	17.39
	0.29	0.52	7.75	8.74
	0.89	0.21	2.24	3.18
	0.18	0.80	6.55	8.49
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	0.17	0.86	2.34	3.17
	23.76	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00

Continúa en la siguiente página ➔



Muestra	Índices de severidad por Factor de seguridad							
	$W(z)$	$F(z)$	LPI_i	$m(FS)$	$F(FS)$	$LPIish_i$	LSN_{IY92i}	
M-20	0.25	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-21	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-22	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-23	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-24	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-25	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-26	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-27	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-28	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-29	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	
M-30	0.00	0.00	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	

LPI	19.706
$LPIish$	22.023

Índices de severidad por Factor de seguridad

	$m(\varepsilon_{v_{IY09_i}})$	$F(\varepsilon_{v_{IY09_i}})$	$LSNish_{IY92_i}$	LSN_{Ce09i}
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00
	100.00	0.00	0.00	0.00

LSN_{IY92}	48.357
$LSNish_{IY92}$	34.812

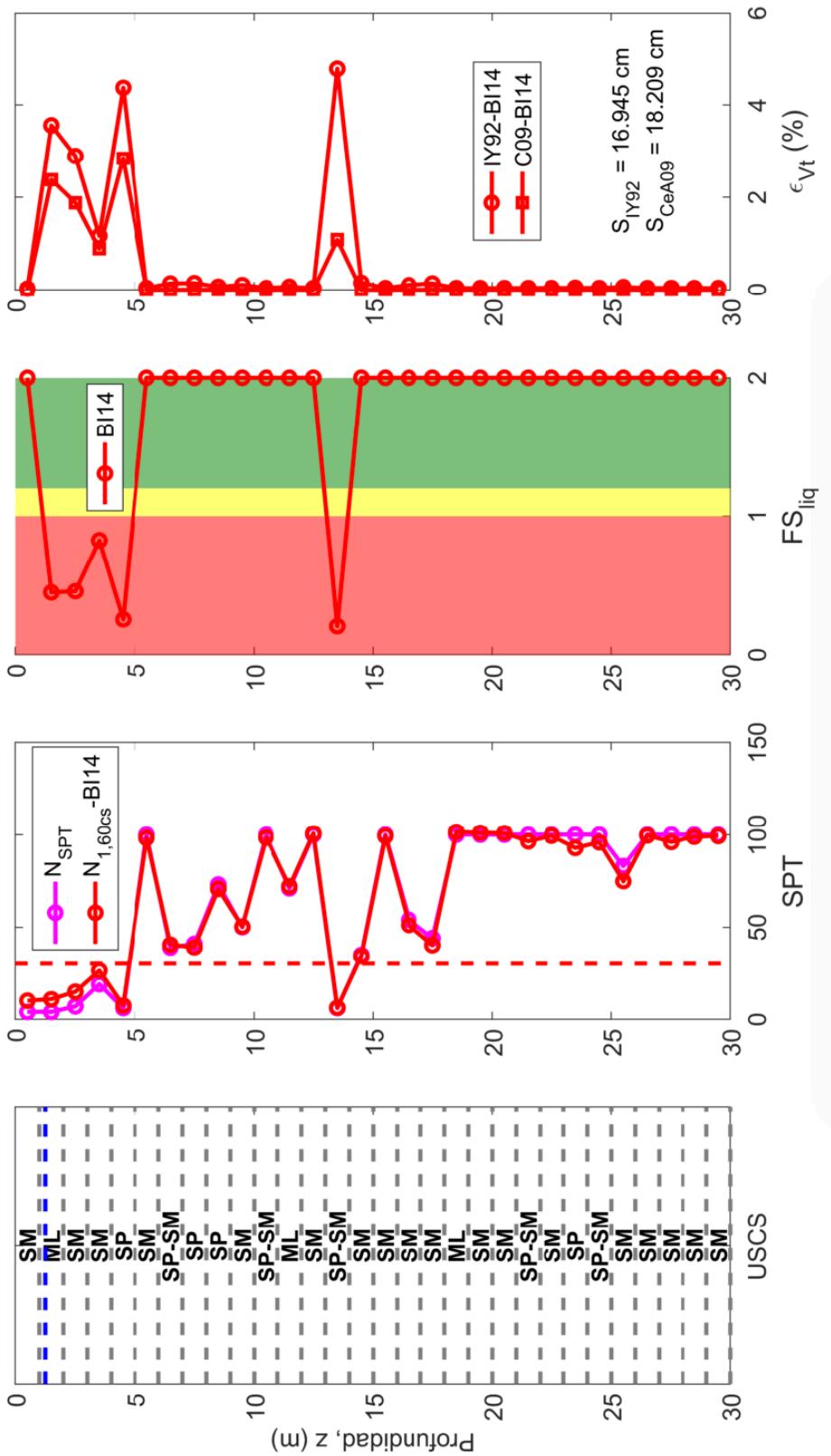


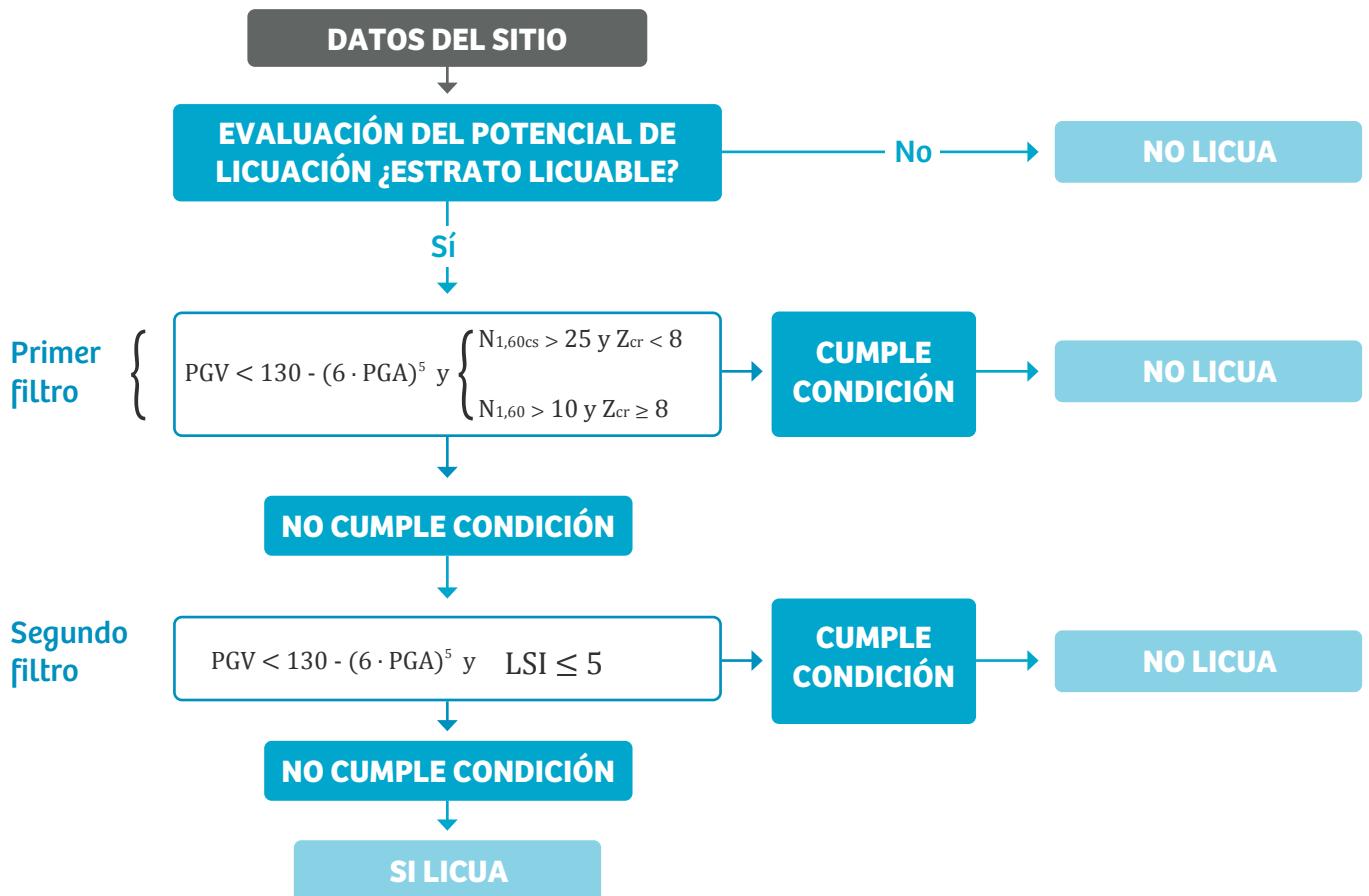
Figura 34: Proyecto: Buenos Aires - SPT #1 | Ciudad: Santa Juana | Mw = 7.9 | PGA: 0.42g

Paso 11:

Criterio de evaluación FONDEF.

Dado que las metodologías más tradicionales para evaluar el potencial de licuacion estan calibradas para eventos corticales, dentro del proyecto FONDEF ID16I10157 (2017-2019) "Evaluación del Potencial de Licuación en Zonas de Subducción" se formuló un esquema de trabajo (Figura 35) para poder discriminar el error asociado a falsos positivos, es decir, donde no hubo evidencia de licuacion, pero la metodología predice que si existe licuacion y manifestacion en superficie. Más detalle sobre la necesidad del desarrollo de esta metodología se describe en la sección 3.5.

La metodología FONDEF fue calibrado utilizando la técnica de Youd et al. (2001) por lo tanto, se debe evaluar el potencial de licuación con esta metodología para poder utilizar el diagrama de flujo.



↑ Figura 35: Diagrama de flujo desarrollado en el proyecto FONDEF “Evaluacion del Potencial de Licuacion en Zonas de Subducción” para la evaluación del potencial de licuación en zonas licuables”.

La metodología FONDEF incluye el valor de PGV como parámetro de intensidad, el cual se debe obtener de un estudio de peligro sísmico para la zona de estudio, a modo de ejemplo se utiliza un valor de 47.67cm/s que corresponde al valor mediano de la intensidad para el escenario sísmico del Maule bajo un escenario determinístico (DSHA), con esto se evalúa el primer filtro del esquema para el estrato de análisis. La profundidad (z_{cr}) estrato critico se define como aquel estrato que presenta el factor de seguridad más bajo, de acuerdo a la metodología de Youd et al. (2001).

$$PGV = 47.67 < 130 - (6 \text{ PGA})^5 = 28.37 \rightarrow \text{No se cumple condición}$$

$$\text{como } z_{cr} = 4.5m \rightarrow N_{1,60cs} = 7.49 > 25 \rightarrow \text{No se cumple condición}$$

Para descartar potencial de licuación según metodología FONDEF, se deben cumplir ambos criterios señalados, en este paso particular no cumple con ambos criterios, por lo que el estrato todavía es potencialmente licuable.

El segundo filtro utiliza el indicador de severidad LSI acumulado hasta el estrato de análisis (sección 0) para evaluar si el estrato licuará o no. Este indicador es función del factor de seguridad ante la licuación (FS_L) obtenido de la metodología de Youd et. al (2001) y la profundidad del estrato a evaluar (z).

$$P_L = \begin{cases} 0, & \text{Si } FS_L > 1.411 \\ \frac{1}{1 + (\frac{FS_L}{0.96})^{4.5}}, & \text{Si } FS_L \leq 1.411 = 1.0 \end{cases}$$

$$W(z) = \begin{cases} 10 - 0.5z, & \text{Si } z \leq 20m \\ 0, & \text{Si } z > 20m = 7.75 \end{cases}$$

$$LSI_{z=4.5m} = \int_0^{z=4.5m} P_L(z)W(z)dz = 25.40 \leq 5 \rightarrow \text{No se cumple condición}$$

Dado que no cumplen las condiciones del segundo filtro de la metodología, el estrato de análisis ($z=4.5m$) es potencialmente licuable.

Finalmente, el valor de LSI para el perfil completo de suelo es:

$$LSI = \int_0^{20} P_L(z)W(z)dz = 28.60 \rightarrow \text{Bajo potencial de licuación según Tabla 24}$$

z [m]	N	N_{1,cs}	FS_L	Criterio FONDEF PGV	Criterio FONDEF N_{1,60cs} o N_{1,60}
0.5	4	9.92	2.000	No Cumple criterio	No Cumple criterio
1.5	4	11.31	0.371	No Cumple criterio	No Cumple criterio
2.5	7	16.34	0.427	No Cumple criterio	No Cumple criterio
3.5	19	31.84	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
4.5	6	7.20	0.192	No Cumple criterio	No Cumple criterio
5.5	100	138.16	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
6.5	39	43.21	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
7.5	41	39.96	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
8.5	73	70.94	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
9.5	50	50.58	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
10.5	100	93.22	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
11.5	71	77.87	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
12.5	100	92.37	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
13.5	6	6.11	0.163	No Cumple criterio	No Cumple criterio
14.5	35	34.28	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
15.5	100	81.18	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
16.5	54	51.79	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
17.5	44	38.67	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
18.5	100	86.89	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
19.5	100	79.82	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
20.5	100	78.13	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
21.5	100	67.22	2.000	No Cumple criterio	Cumple criterio
22.5	100	70.27	2.000	No Cumple criterio	Cumple Criterio
23.5	100	61.12	2.000	No Cumple criterio	Cumple Criterio
24.5	100	63.36	2.000	No Cumple criterio	Cumple Criterio
25.5	83	54.20	2.000	No Cumple criterio	Cumple Criterio
26.5	100	66.47	2.000	No Cumple criterio	Cumple Criterio
27.5	100	60.59	2.000	No Cumple criterio	Cumple Criterio
28.5	100	63.43	2.000	No Cumple criterio	No Cumple criterio
29.5	100	63.53	2.000	No Cumple criterio	No Cumple criterio

	¿Licua por primer filtro?	W(z)	PL(z)	LSI Acumulado	Criterio LSI	¿Licua por segundo filtro?
	No Licua	9.75	0.00	0.00	Cumple Criterio	No Licua
	Si Licua	9.25	0.99	9.12	No Cumple Criterio	Si Licua
	Si Licua	8.75	0.97	17.65	No Cumple Criterio	Si Licua
	No Licua	8.25	0.00	17.65	No Cumple Criterio	No Licua
	Si Licua	7.75	1.00	25.40	No Cumple Criterio	Si Licua
	No Licua	7.25	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	6.75	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	6.25	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	5.75	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	5.25	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	4.75	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	4.25	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	3.75	0.00	25.40	No Cumple Criterio	No Licua
	Si Licua	3.25	1.00	28.65	No Cumple Criterio	Si Licua
	No Licua	2.75	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	2.25	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	1.75	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	1.25	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	0.75	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	0.25	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple Criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua
	No Licua	0.00	0.00	28.65	No Cumple criterio	No Licua

6.6. RESUMEN DE RESULTADOS

Se realiza análisis del potencial de licuación para toda la base de datos MINVU y FONDEF. Solo se utilizaron datos que poseen valores de SPT medido: 17 sitios de la base de datos MINVU cumplen con dicha característica, donde algunos poseen más de una medición de SPT. En total se tienen 32 análisis realizados. De igual forma la base de datos FONDEF presenta 17 sitios de estudio con un total de 37 análisis de licuación. En la Figura 36 se muestran los estratos críticos para cada SPT analizado, el estrato crítico está asociada a la zona en profundidad donde ocurren los asentamientos más influyentes en superficie, la desviación estándar de las cajas representa el espesor del estrato crítico. Las variaciones de estratos críticos para un mismo sitio se pueden deber a variaciones espaciales en el mismo sitio o ensayos de SPT realizado por distintos consultores (distinta calidad o ejecución del ensayo del ensayo). Identificar la profundidad y espesor del estrato critico es clave para cuantificar la magnitud del asentamiento esperado y, por tanto, de la severidad de la ocurrencia por efecto de la licuación.

En la Figura 37 se muestran los asentamientos en superficie promediado de las distintas metodologías de SPT: Cetin et al. (2018; C18), Youd et al. (2001; Y01) e Idriss y Boulanger (2014; BI14). Además, se grafica la predicción de los asentamientos por IY92 (SI) y CE09 (SC). Vale destacar que los asentamientos predichos por CE09 son recurrentemente menores que los proyectados por IY92, esto porque CE09 afirma que los asentamientos en profundidad tendrán menor influencia en superficie, por ende, a estratos críticos muy profundos se esperaría menores asentamientos totales. Notar que los estratos críticos no son mayores a 18[m] dado que a profundidades mayores no habrá manifestación perceptible en superficie.

Los sitios MINVU Huellelhue, Puerto Aysén, Buenos aires y Aurora de Chile 1 poseen diferencias entre los datos analizados. Se realiza un análisis en particular de los sitios anómalos, los detalles se pueden revisar en el ANEXO A. En el análisis de licuación para las mediciones del sitio Buenos Aires se detectaron diferencias en el nivel freático. En SPT#1 se midió la napa a 1.25 m desde la superficie, para SPT#2 se detectó a 2.5 m desde la superficie. Se genera una diferencia en el análisis debido a que los estratos sobre el nivel freático no se consideran licuables, en particular para el SPT#1 el suelo sobre el nivel freático genera grandes asentamientos que

no son considerados en el análisis del SPT#2. Esta condición representa la importancia de la medición de nivel freático, se recomienda realizar su medición días posteriores realizada la exploración. En caso de variaciones de la napa se debe considerar la condición más desfavorable para el análisis.

El sitio Puerto Aysén presenta diferencias en las profundidades de exportación de los sondajes. El perfil SPT#1 entrega información hasta los 30 metros en cambio SPT#2 solo se realizó hasta los 6 metros. Los estratos superficiales presentan asentamientos similares (hasta los 6m), la diferencia se produce en estratos más profundos. Se observan dos estratos adicionales de arenas y limos de baja plasticidad que generan asentamientos en superficie, donde SPT#2 no entrega información. Se aprecia la importancia de realizar exploraciones hasta la profundidad crítica ($z=18m$).

El perfil Aurora de Chile1 es un caso particular de una mala ejecución de la exploración. El perfil reportado para SPT#2 entrega información desde los 10 metros de profundidad, esto implica que no se tiene información de los estratos más superficiales los cuales son esenciales para la evaluación de la licuación.

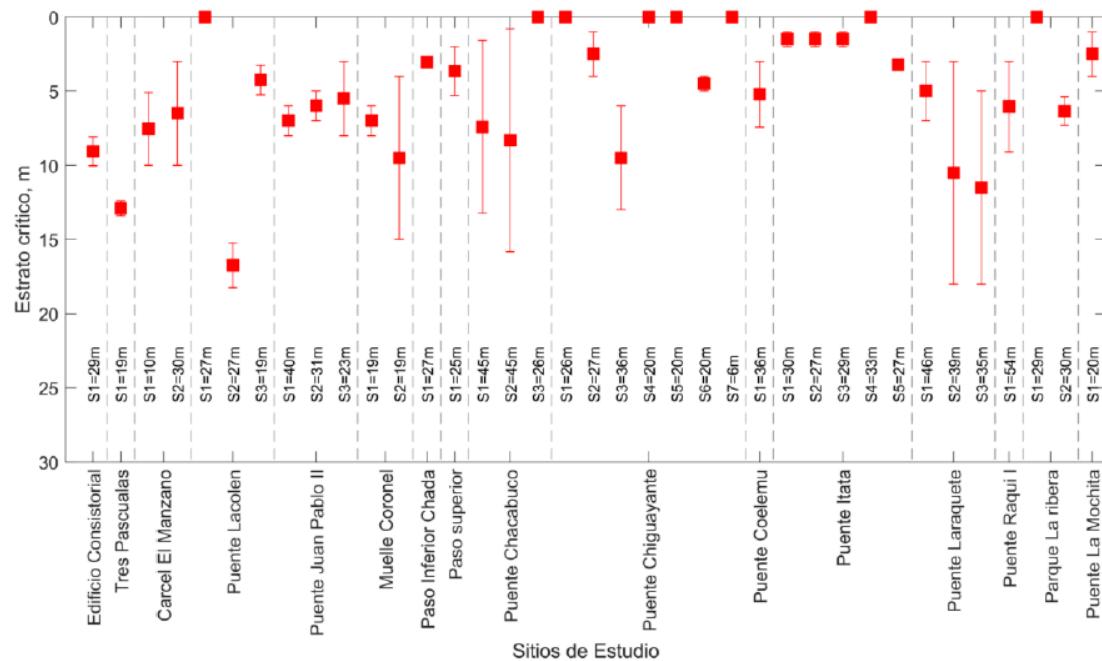
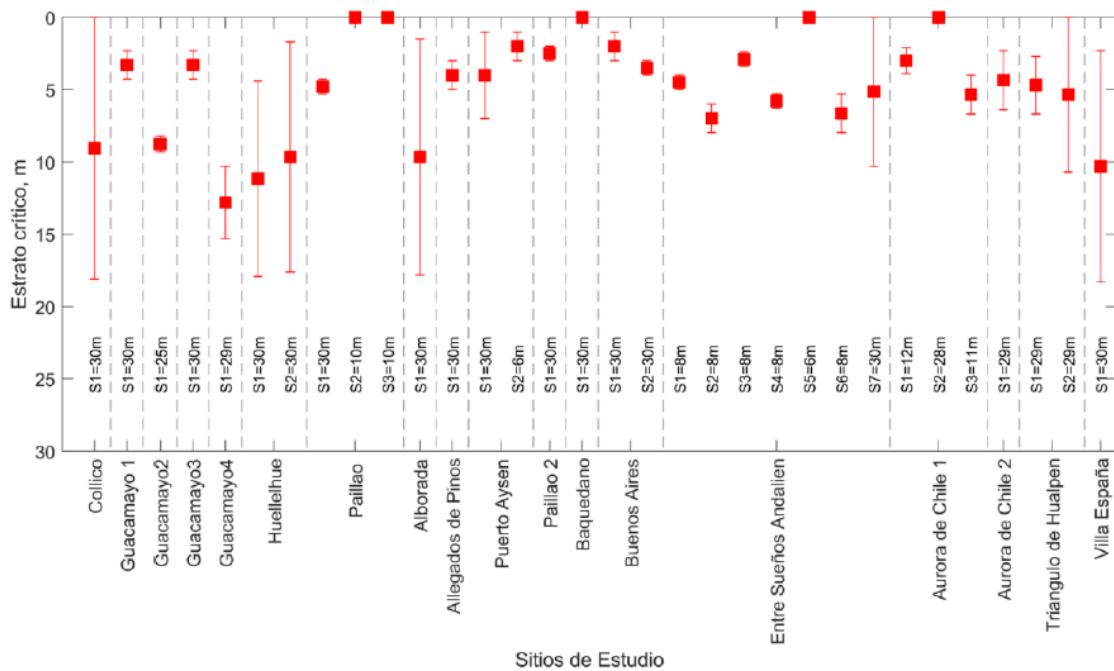
Para Huellelhue existen diferencias entre los perfiles USCS reportados en superficie, el SPT#1 una capa de estrato ML superficial en los primeros 4.5 [m] los cuales por criterios de susceptibilidad quedan descartados como potencialmente licuables, dado que poseen contenido de finos mayor a 50% e índice de plasticidad mayor a 7. El ensayo SPT#2 para el mismo sitio clasifica todo el perfil como arena limosa con un bajo contenido de finos. Esto destaca la importancia de las propiedades índices y de realizar una clasificación adecuada en profundidad, además de cuidar la adecuada ejecución del sondaje (por ejemplo, evitando el lavado de finos). De ser necesario el ingeniero responsable debe supervisar la ejecución.

Los colores de la Figura 37, Figura 38 y Figura 39 representan los rangos del potencial de licuación de los indicadores asociados, cada indicador posee su propio rango de severidad, el resumen de los rangos se presentó en la sección 6.5.

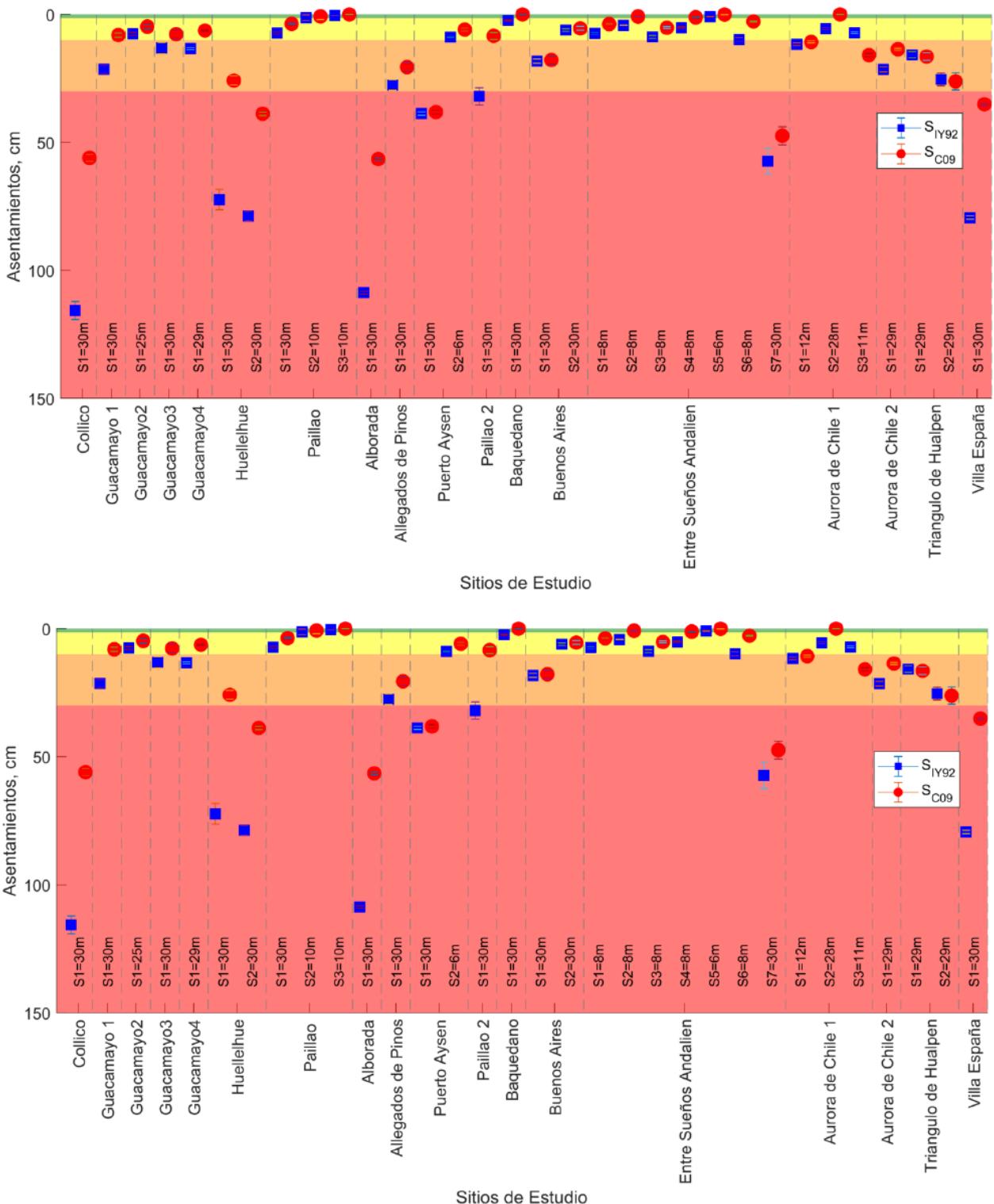
Se observa que en los asentamientos el daño asociado depende de la metodología utilizada en el cálculo de los asentamientos (IY92 o Ce09),

la diferencia de los asentamientos por metodología está asociado a la profundidad del estrato crítico. Según IY92, para los datos 32 datos MINVU analizados solo uno no posee daños (3%), mientras que 14 tienen bajos niveles de daño (44%), 9 poseen daños medios (28%) y 8 altos niveles de daño (25%). Por otro lado, utilizando la metodología de CE09: 4 no poseen daños (13%), 16 poseen daños bajos (50%), 6 poseen daños medios (19%) y 6 tienen altos daños (19%).

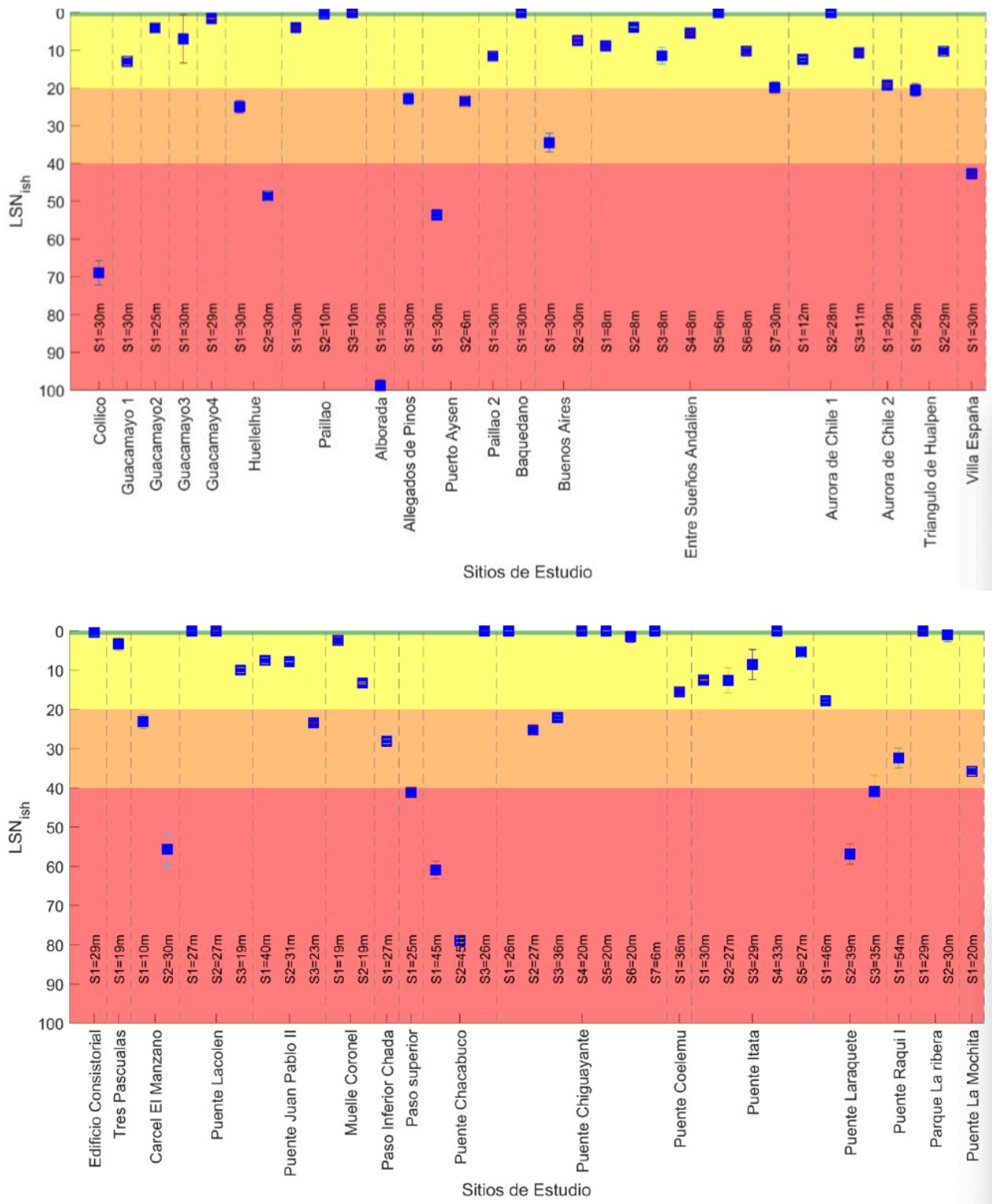
La Figura 38, muestra el potencial de licuación según el indicador de severidad LPlish, donde 6 sitios poseen muy bajo potencial de licuación (19%), 5 moderado potencial de licuación (16%), 10 alto potencial de licuación (31%) y 11 muy alto potencial de licuación (34%). En la Figura 39, se presenta la manifestación de licuación según el indicador LSNish, donde 22 sitios tienen poca o nula manifestación de licuación (69%), 5 moderada manifestación de licuación (16%) y 5 alta manifestación de licuación (16%).



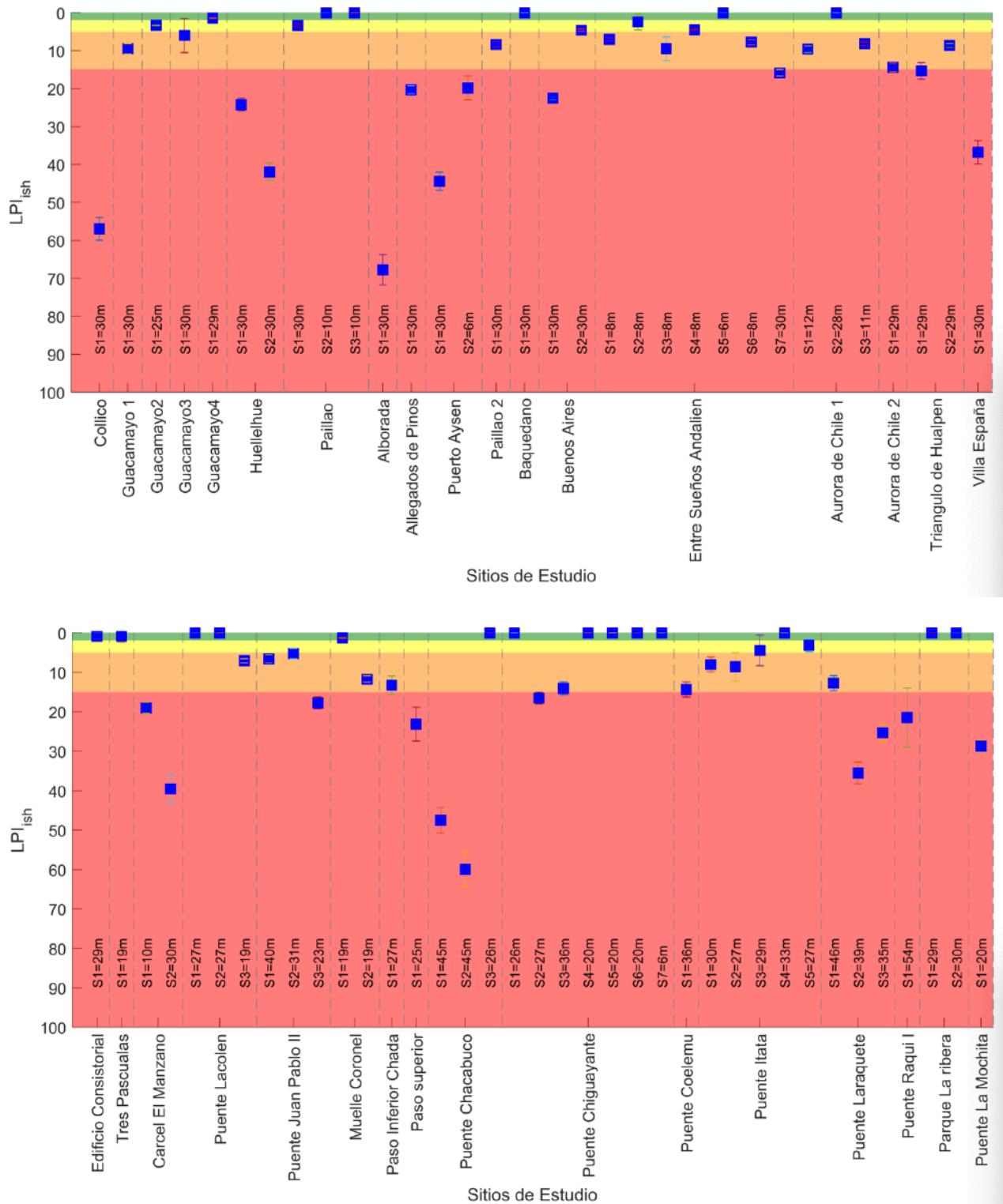
↑ **Figura 36:** Profundidades críticas en base a criterios de potencial de licuación. Panel superior para base de datos del MINVU, panel inferior para base de datos FONDEF.



↑ Figura 37: Asentamientos esperados. Panel superior para base de datos del MINVU, panel inferior para base de datos FONDEF.



↑ Figura 38: Indicador de severidad LSN inspirado en Ishihara. Panel superior para base de datos del MINVU, panel inferior para base de datos FONDEF.



↑ Figura 39: Indicador de severidad LPI inspirado en Ishihara. Panel superior para base de datos del MINVU, panel inferior para base de datos FONDEF.

7. Evaluación de la licuación en base a ensayos de laboratorio

Los criterios más utilizados en la práctica para evaluar el inicio de la licuación con base en ensayos de laboratorio son el criterio de esfuerzo cíclico y el criterio de deformación cíclica, ambos serán descritos a continuación.

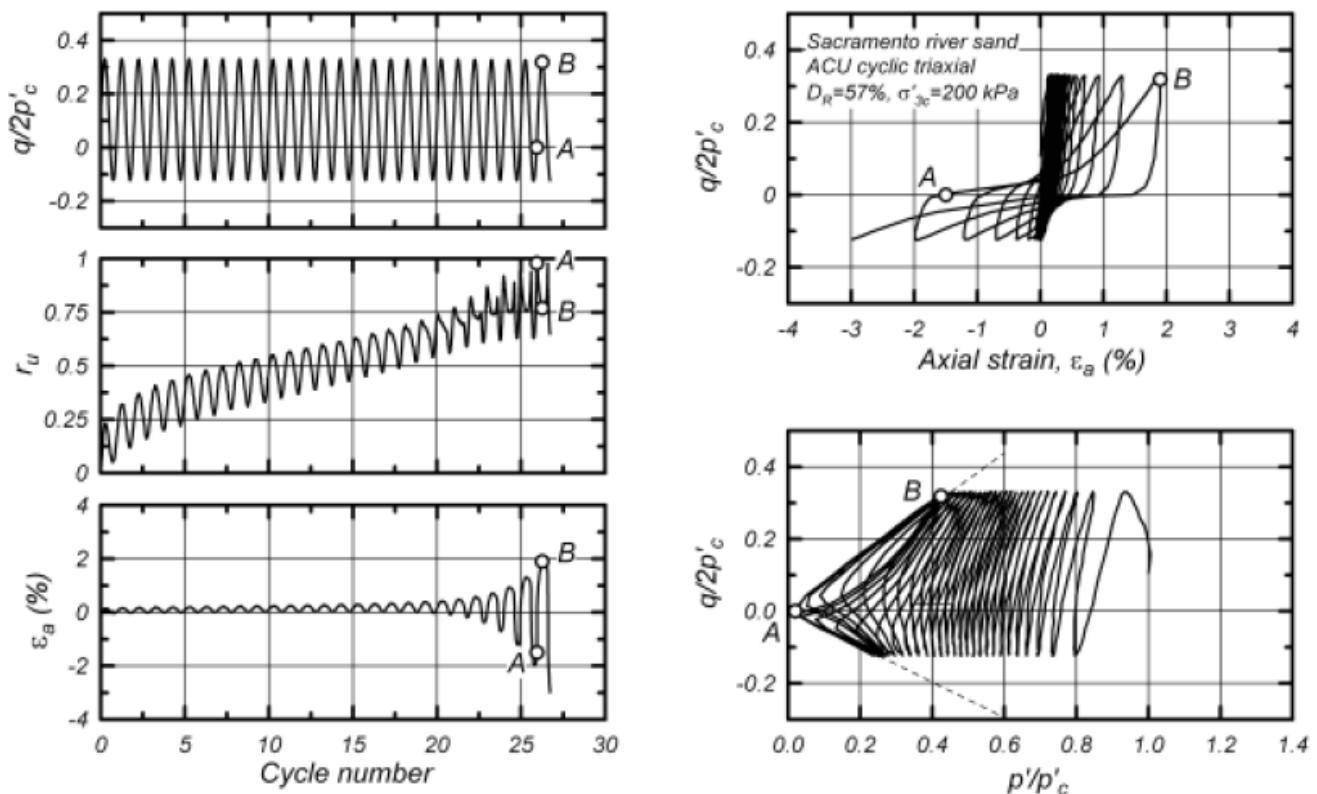
7.1. CRITERIO BASADO DE LA PRESIÓN DE POROS

Con base en la presión de poros, la licuación se define como el estado en el cual la razón de exceso de presión de agua en los poros (r_u) es igual a 1.0. Esto ocurre cuando la presión de agua en los poros (Δu) es igual al esfuerzo vertical efectivo inicial ($r_u = \Delta u / \sigma' v_0 = 1.0$) en ensayos de corte simple y en estudios in-situ, o cuando Δu es igual al esfuerzo efectivo de confinamiento menor inicial ($r_u = \Delta u / \sigma' 3c = 1.0$) en ensayos de compresión triaxial. Muchas veces el término "licuación inicial" y "licuación parcial" son utilizados para describir la ocurrencia de $r_u = 1.0$, que describen la condición del suelo cuando la razón de exceso de presión de poros es de un 100%. Bajo condiciones de carga generales en terreno, puede ocurrir que el esfuerzo efectivo promedio p' aumenta y, por lo tanto, el valor de $r_u > 1$. En este caso, es recomendable analizar los esfuerzos efectivos antes que la razón de presión de poros.

Este criterio también se conoce como "Enfoque basado en tensiones cíclicas" (Cyclic Stress Approach) desarrollado por H.B. Seed en la década del 70.

La Figura 40 muestra un ejemplo de resultados obtenidos de un ensayo triaxial cíclico no drenado, en base al criterio de presión de poros. Se observa que el valor de r_u aumenta progresivamente a lo largo del ensayo hasta que se alcanzó un valor $r_u = 1.0$ luego de 27 ciclos de carga. Las deformaciones axiales generadas permanecieron relativamente bajas (una fracción de 1%) hasta que p' alcanzó un valor de cero y r_u alcanzó el 100%, a partir del cual las deformaciones axiales aumentaron hasta alrededor de 2% en menos de 2 ciclos de carga adicionales. La correspondiente respuesta esfuerzo-deformación muestra un ablandamiento rápido a medida que p' se hace cero, con loops histeréticos invertidos en forma de s (tendencia alternada entre dilatancia y contractancia). La trayectoria de esfuerzos normalizada por el confinamiento promedio inicial p'_c se desplazó progresivamente hacia el origen durante el ensayo hasta que se

estabilizó con loops repetitivos emanando del origen. El punto A de los gráficos anteriores indican la condición de $r_u = 1.0$ ($p' = 0$) que ocurre cuando $q = 0$ (bajo condiciones de consolidación isotrópica), y donde su rigidez es muy baja. A medida que el esfuerzo cortante aumenta hasta el punto B, la rigidez de la muestra aumenta con r_u disminuyendo y p' aumentando. De estos resultados se observa que la muestra está estable para las condiciones de carga (generación de deformaciones limitadas), fenómeno denominado "movilidad cíclica". Para el caso de una muestra "inestable" (densidad suelta), se generaría largas deformaciones incontrolables.



↑ Figura 40: Ensayo triaxial cíclico no drenado en arena del río Sacramento (Boulanger & Truman, 1996).

Este enfoque es conceptualmente sencillo, y consiste en expresar la carga sísmica en términos de esfuerzos cortantes cíclicos, y se compara con la resistencia a la licuación del suelo, la cual también se expresa en términos de esfuerzos de corte cíclicos. El método para gatillar la licuación en suelos saturados es por medio de distintas combinaciones

de razones de esfuerzo cíclico uniforme CSR y número de ciclos de carga, donde CSR se define como (para condiciones de carga triaxial):

$$CSR = \frac{q_{cyc}}{2\sigma'_{3c}}$$

El valor de CSR define entonces la demanda sísmica a la cual se encontrará sometido el suelo.

Para la obtención de la resistencia a la licuación del suelo, nos podemos referir a la norma ASTM D5311 "*Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils*", la cual evalúa la resistencia a la licuación de suelos granulares con base en los siguientes factores:

- Generación de deformaciones axiales,
- Magnitud del esfuerzo cíclico aplicado,
- Número de ciclos de carga aplicados,
- Generación de exceso de presión de poros,
- Estado de esfuerzos efectivos.

Los ensayos se realizan en un equipo triaxial cíclico con muestras de material granular reconstituidas y saturadas, y bajo condiciones no drenadas y con control de esfuerzos. Estos ensayos son destructivos, definiendo la falla de la muestra en base al número de ciclos de esfuerzo requeridos para alcanzar una deformación límite o r_u de 100%. En términos generales la metodología del ensayo consiste en la aplicación de una magnitud de esfuerzo cíclico, conociendo de antemano el valor de la demanda CSR. El esfuerzo cíclico a aplicar se define en términos de carga como:

$$P_c = 2 \cdot \sigma'_{3c} \cdot SR \cdot A_c$$

Donde:

SR: valor de CSR que se desea aplicar igual a la razón entre la amplitud de esfuerzo axial y dos veces el esfuerzo de confinamiento efectivo inicial;

A_c : área de la muestra después de la etapa de consolidación.

De acuerdo con la norma ASTM D5311 la falla de la muestra se alcanza cuando la doble amplitud de la deformación axial excede el 20%, la amplitud de deformación excede el 20% en compresión o extensión, se exceden 500 ciclos de carga o aquellos requeridos en el programa de ensayo, o la forma de la onda de carga se deteriora más allá de valores aceptables.

El criterio de presión de agua en los poros logra capturar elementos vitales en el mecanismo de licuación, y como resultado es atrayente para proyectos que requieren mayor detalle en el estudio del fenómeno. Sin embargo, las definiciones de licuación basadas en la presión de poros tienen algunas limitaciones como, por ejemplo, se han reportado valores de $r_u = 1.0$ en laboratorio, pero estos valores no son necesariamente alcanzados en terreno. Suelos de arena limosa o arenas con un cierto contenido de finos no alcanzan a llegar a licuación inicial, y el exceso de presión de poros deja de aumentar cuando alcanza entre un 90% y 95% de la presión de confinamiento inicial (Ishihara, 1993). De todos modos, para términos prácticos de ingeniería, un suelo que alcanza un valor de r_u sobre 0.90 se comporta como un material licuable.

Otra limitante de este criterio es para los suelos dilatantes o densos, los cuales sí pueden producir grandes magnitudes de exceso de presión de poros bajo cargas cíclicas extremas, pero tienen un bajo potencial de deformaciones cortantes debido a su naturaleza dilatante. Por lo tanto, el parámetro de presión de poros por sí solo provee información incompleta acerca de estos suelos.

Para evitar las limitaciones que presenta representar el mecanismo de licuación con el parámetro r_u por sí solo, es que se introduce un límite de deformación que indica la ocurrencia de licuación.

Si se utiliza este criterio para suelos con un contenido de finos significativos, un retraso en la generación del exceso de presión de poros puede requerir realizar ensayos a una velocidad menor, lo cual puede afectar los resultados, ya que estos suelos son vulnerables a efectos de velocidad.

Este enfoque requiere de un análisis riguroso de la manera en que se caracterizarán las condiciones de carga y la resistencia a la licuación del suelo. En este sentido, no existe un procedimiento explícito respecto a la simulación de un registro sísmico en términos de una serie de número de ciclos de carga uniforme.

7.2. CRITERIO BASADO EN LA DEFORMACIÓN

Este criterio define licuación en relación con la deformación cortante en el suelo. Dobry et al. (1982) sugirió que existe un límite de deformación cortante bajo el cual no se genera exceso de presión de poros en los suelos. Sus estudios mostraron que esta deformación límite, es independiente del tamaño de los granos, método de preparación de la muestra, y esfuerzo de confinamiento efectivo, pero varía con el tipo de suelo y su plasticidad. Este límite tiene un valor entre 0.01% y 0.04% para esfuerzos de confinamiento entre 24 y 192 kPa. Los autores concluyeron que la obtención de la deformación límite puede ser utilizada para evaluar el potencial para desencadenar licuación. Esto es, sin embargo, un límite conservador para la mayoría de las aplicaciones ingenieriles.

Con base en una serie de ensayos triaxiales cílicos, Ishihara (1993) propuso el uso de un 5% de doble amplitud de deformación axial en ensayos triaxiales cílicos como un criterio para definir la ocurrencia de licuación y ablandamiento cílico tanto para arenas limpias y arenas con finos. Para estudios en terreno y ensayos de corte simple, Ishihara (1993) también sugirió que en los ensayos que modelan el nivel del suelo, la condición de falla en arenas de cualquier densidad debe ser considerada como el 3% de amplitud de deformación cortante.

Una de las limitaciones que tiene este criterio, es que la medición de la deformación cortante depende del modo en el cual se aplica esta deformación al suelo. Por ejemplo, en un ensayo triaxial no drenado la

deformación axial está relacionada a la deformación cortante como $\gamma = 1.5\epsilon_a$. Otra limitación de este criterio es la elección de un nivel de deformación único como criterio de licuación. Ishihara (1993) recomienda entre un 3% y 3.5% de amplitud de deformación cortante y 5% de doble amplitud de deformación axial basado en correlaciones aproximadas entre deformaciones y razones de presión de poros ru. Otros autores han utilizado otros niveles de deformación, entre un 2% y 10%.

En la práctica, algunas veces se utiliza el criterio de licuación basado en deformación de manera intercambiable con el criterio de falla por deformación como el sugerido por Seed & Lee (1966), que indican un 20% de doble amplitud de deformación. El efecto de seleccionar distintos niveles de deformación en la medición de la resistencia a la licuación o resistencia cíclica varía, desde casi insignificante en suelos sueltos, hasta muy importantes en suelos densos. Consecuentemente, la resistencia a la licuación en suelos densos es muy sensible al nivel de deformación seleccionado como el criterio que "gatilla" o inicia la licuación.

La identificación apropiada del nivel de deformación cortante a utilizar para estudiar el inicio de la licuación en un estudio de laboratorio es imprescindible para evitar problemas de compatibilidad y llegar a confusiones en la definición del fenómeno.

7.3. EJECUCIÓN DE ENSAYOS CÍCLICOS EN EL LABORATORIO

El fenómeno de licuación ha sido ampliamente estudiado en el laboratorio, siendo los equipos más utilizados el triaxial cíclico y el corte simple cíclico. El equipo más común y requerido en algunos proyectos en Chile es el equipo Triaxial Cíclico. Por lo tanto, la siguiente sección se enfocará en la descripción del equipo triaxial, y el procedimiento para la realización de un ensayo para la evaluación de la licuación.

7.3.1. EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO

Las capacidades que debiese tener el equipo triaxial a utilizar deben ser como mínimo las siguientes:

- Rango de frecuencia del actuador entre 0.01 - 5Hz, para ensayos ciclos (< 1Hz) y ensayos dinámicos (> 1Hz).
- Transductor de carga sumergible (que se encuentre dentro de la celda triaxial).
- Base y tapa de la muestra con salida de drenaje doble.
- Medidor de volumen
- Transductor de presión de poros.
- Sistema de desairado de agua.
- Diámetro mínimo de la muestra de 50 mm
- Relación altura diámetro de la muestra mínimo de 2.
- Sistema operativo capaz de controlar presión de cámara, y contrapresión. Y además que sea lo suficientemente versátil para programar distintas trayectorias de esfuerzo e historias de esfuerzo, tanto estáticas como cíclicas.

En la Figura 41 se muestra el equipo triaxial cíclico/dinámico disponible en el laboratorio de Dinámica de Suelos de la Universidad de Concepción.

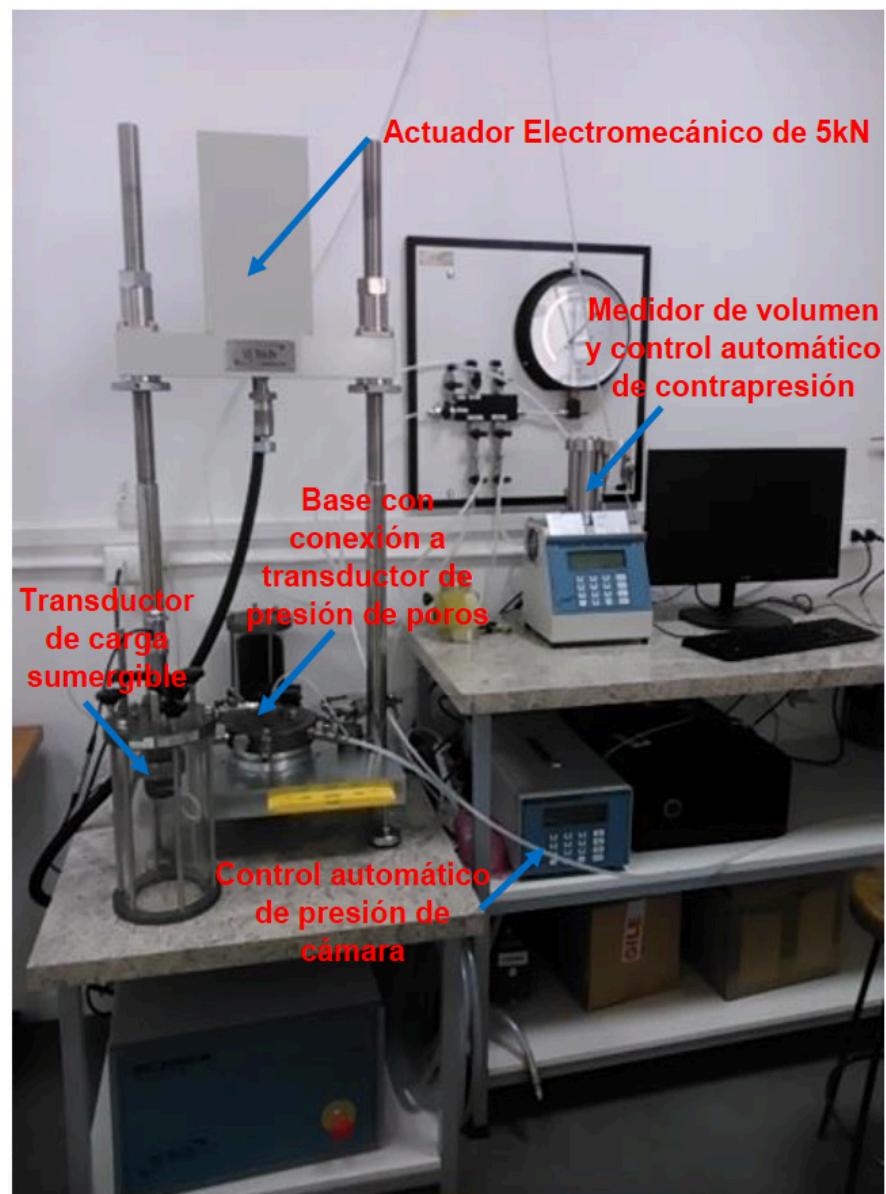


Figura 41: →

Equipo Triaxial Cílico del Laboratorio de Dinámica de Suelos, Universidad de Concepción.

7.3.2. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Debido a la dificultad y a los altos costos de obtener muestras inalteradas en suelos granulares se debe seleccionar un método adecuado para reconstituir la densidad y la estructura del material en el laboratorio. Una serie de estudios han concluido que la resistencia cíclica a la licuación depende significativamente de diferencias en la estructura de la muestra debido al método de preparación de la misma (Ladd, 1974; Mullilis et al. 1975, Tatsuoka et al. 1986), además de otros factores (Historia previa de esfuerzo-deformación, razón de sobreconsolidación, coeficiente de presión lateral, período de tiempo bajo una carga estática). Los factores anteriormente mencionados dependen de la historia de depositación del material, y son muy difíciles de replicar en muestras reconstituidas. Debido a lo anterior, la caracterización de la resistencia a la licuación en el laboratorio es difícil. Una caracterización confiable de la resistencia a la licuación por medio de ensayos de laboratorio es con base en muestras inalteradas en suelos granulares (e.g. congelamiento del suelo sin cambio de volumen). Sin embargo, debido a los resultados conservadores que generalmente arrojan los resultados con base en muestras reconstituidas, es que sirven de verificación para resultados obtenidos con base en ensayos *in-situ*.

Existe una variedad de métodos de preparación de muestras en suelos granulares, cada uno de ellos con ventajas y desventajas, y con efectos directos sobre la respuesta mecánica del material. A continuación, se describen los métodos más utilizados en estudios relacionados a la licuación de suelos.

- 1. Sedimentación en agua:** Saturar inicialmente el material en un contenedor. Luego, se deposita el material en un molde de preparación lleno con agua. Para obtener la densidad deseada, vibrar el molde de preparación. Este método entrega buenos resultados para muestras de suelo granular con un alto contenido de finos no plásticos.
- 2. Depositación seca:** El material se seca previamente en el horno, y se deposita en el molde con un embudo delgado, de abertura aproximada de 12 mm de diámetro. El material se esparce en el molde desde una altura de caída cero, a velocidad constante hasta

llenar el molde. Golpear levemente las paredes laterales del molde hasta obtener la densidad deseada.

- 3. Compactación húmeda con subcompactación:** El material se prepara con una cierta humedad, dependiendo de la densidad que se quiere alcanzar, y se deposita en capas de igual espesor. Cada capa es compactada, pero con una energía de compactación que disminuye en las capas subyacentes. Ver Ladd (1978) para una descripción detallada del procedimiento. Dentro de las ventajas de este método es que se obtiene buena repetibilidad y un amplio rango de densidades.
- 4. Pluviación seca:** Ver Vaid & Negussey (1988) para una descripción detallada del procedimiento. En este método, la densidad del material es controlada por la altura de caída y la abertura de la boquilla. Luego de vertido el material se puede aplicar vibración al molde para obtener una mayor densidad. Este método también puede ser aplicado, depositando el material directamente en agua (pluviación en agua), método similar a la sedimentación en agua, pero a diferencia del anterior, el proceso de deposición es controlada. Estudios sugieren que con este método se obtienen muestras con densidad más uniforme en comparación con el método de compactación húmeda.

A partir de estudios preliminares, los métodos más convenientes para estudios de licuación son el método de pluviación seca y deposición seca.

7.3.3. PROCESO DE SATURACIÓN

Para muestras que han sido preparadas en estado seco o húmedo se debe realizar un proceso de saturación hasta obtener un valor B de Skempton mínimo de 0.95.

Para un estado de saturación óptimo se deben seguir los siguientes pasos:

- 1.** Luego de instalar la muestra en la celda triaxial, bajo una presión de cámara entre 15 - 25, circular dióxido de carbono a través de la muestra, a una presión menor a 5 kPa, por 30 minutos.

- 2.** Circular agua desairada desde la base hasta el drenaje superior de la muestra, circulando un mínimo de 2 veces el volumen de vacíos de la muestra en volumen de agua.
- 3.** Aplicar contrapresión por incrementos, con una diferencia de 10 kPa con la presión de cámara.
- 4.** Terminado los pasos anteriores, proceder a verificar el valor de B.

7.3.4. CONSOLIDACIÓN

La consolidación isotrópica se aplica hasta una presión de confinamiento efectiva definida en base a la profundidad de la cual se extrajo la muestra, y en base a la densidad estimada del suelo. La densidad relativa se puede estimar en base a correlaciones entre el número de golpes del ensayo SPT. Por otro lado, si el suelo se encuentra saturado en terreno (bajo el nivel freático), con la gravedad específica de los sólidos y la humedad natural del material, se puede calcular la densidad total y la densidad seca del material.

Posteriormente, si se desea realizar consolidación anisotrópica, se procede a aplicar una trayectoria de esfuerzos, dependiendo de la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical efectivo que se desea obtener.

Terminada la consolidación, se recomienda dejar bajo carga constante a la muestra por un mínimo de 2 horas, para reacomodo de las partículas, y así evitar efectos de tiempo en los resultados.

7.3.5. ETAPA DE CARGA CÍCLICA

El método mayormente utilizado utiliza el enfoque simplificado (enfoque basado en tensiones), ya que se puede relacionar con los criterios de evaluación con base en ensayos *in-situ* que utilizan el mismo criterio. Primero que todo, se debe simular la carga sísmica como una carga uniforme de ciclos equivalentes y con una forma específica de carga, la cual, generalmente corresponde a una sinusoidal.

Si se desea simular un cierto sismo de magnitud Mw, para estimar la amplitud de carga cortante, se puede proceder de dos maneras:

- 1.** A través del registro sísmico de esfuerzos cortantes, se puede obtener la amplitud máxima de esfuerzo cortante en el tiempo τ_{max} , luego, el esfuerzo cortante cíclico equivalente es:

$$\tau_c = 0.65 \tau_{max}$$

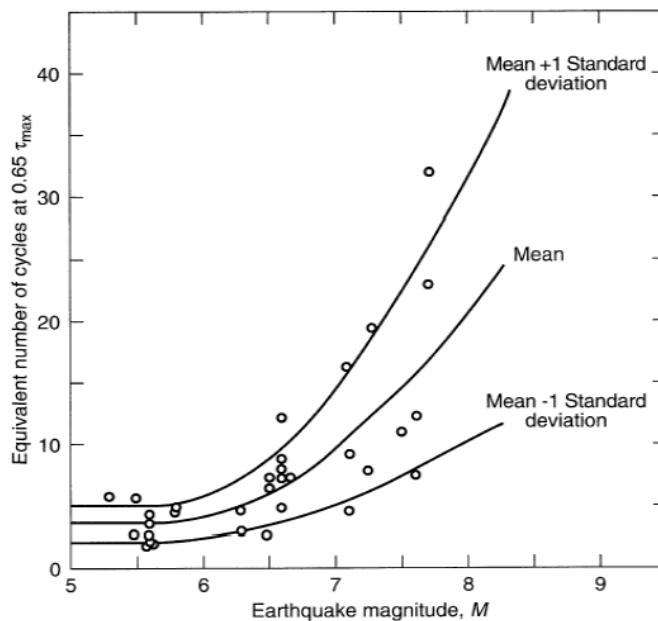
- 2.** Se puede utilizar directamente la expresión derivada de Seed & Idriss (1971) para suelos con una cierta pendiente:

$$\tau_c = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d$$

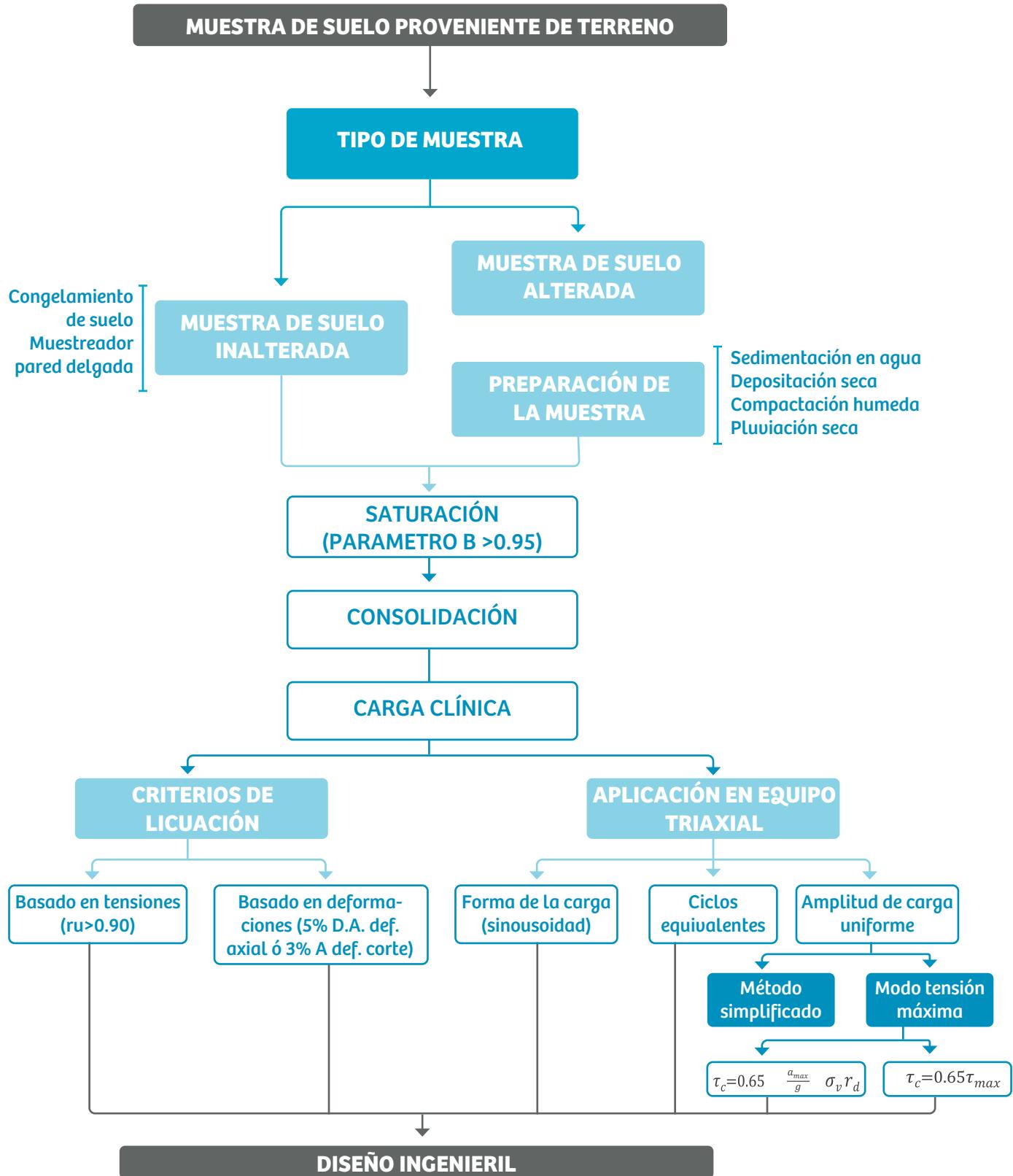
Donde, a_{max} es la aceleración máxima en superficie, g es la aceleración de gravedad, σ_v es el esfuerzo vertical total, y r_d es el factor de reducción por profundidad.

Para ambos casos anteriores, el esfuerzo de corte cíclico uniforme se aplica para un número de ciclos de carga equivalentes, en función de la magnitud del sismo. Un ejemplo de esta función, es la entregada por Seed et al. (1975), ver Figura 42.

Figura 42: →
Número de ciclos de carga uniforme equivalente Neq para sismos de diferente magnitud (Seed et al. 1975).



Las etapas y aspectos a considerar en la aplicación del triaxial cíclico se pueden observar en el diagrama de flujo de la Figura 43.



↑ Figura 43: Diagrama de flujo para ensayo triaxial cíclico.

7.4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

En la Tabla 34 se entrega de manera secuencial los antecedentes y cálculos necesarios para obtener el esfuerzo de confinamiento y la carga cíclica que se aplicará a la muestra. La muestra corresponde a un material granular de uso estándar. Pero para fines ilustrativos se puede considerar que este material fue extraído por medio de algún ensayo de terreno, tal como un ensayo de penetración SPT.

De la Tabla 34 se aprecia que el suelo en condiciones *in-situ* se encuentra en estado saturado, ya que se ubica bajo el nivel freático.

Para este caso se utilizó el método de deposición seca para preparar la muestra. Por lo tanto, teniendo el valor de la densidad seca, y el volumen del molde de preparación, se puede obtener la masa de material seco que se debe utilizar para obtener la densidad deseada. Si no se tiene información sobre la gravedad específica y humedad natural, densidad deseada se puede estimar a partir del resultado del ensayo *in-situ* realizado, en este caso el SPT, con base en correlaciones entre el número de golpes normalizado y la densidad relativa. En este caso se deben conocer los valores de la densidad máxima y mínima para obtener la relación de vacíos de preparación.

↓ Tabla 34: Datos del material a utilizar.

Parámetro/Dato	Expresión	Valor
Número de golpes medido N_m del ensayo SPT		6
Profundidad z (m)		8.00
Profundidad nivel freático z_w (m)		3.50
Grauedad específica G_s		2.65
Humedad natural w (%)		30%
Relación de vacíos e	$G_s \cdot w$	0.795
Densidad Total o húmeda γ_t (g/cm ³)	$\frac{(1 + w)}{(1 + e)} \cdot G_s$	1.818
Densidad seca γ_s (g/cm ³)	$\frac{\gamma_t}{(1 + w)}$	1.398
Esfuerzo vertical total σ_v (kPa)	$z \cdot \gamma_t \cdot 9,81$	142.67
Esfuerzo vertical efectivo σ'_v (kPa)	$\sigma_v - (z - z_w) \cdot 9,81$	98.53
Magnitud del sismo M_w		7.8
Aceleración máxima en superficie estimada a_{max} (g)		0.25
Factor de reducción por profundidad r_d	Blake, 1996	0.937
Esfuerzo corte máximo τ_{max} (kPa)	$a_{max} \cdot \sigma_v \cdot r_d$	33.42
Esfuerzo corte cíclico τ_c (kPa)	$0.65a_{max}$	21.72
Número de ciclos de carga equivalentes	Ver Figura 42	17

La Figura 44 entrega los resultados obtenidos del ensayo triaxial cíclico. La Figura 44(a) muestra la trayectoria de esfuerzos en términos del esfuerzo cortante aplicado y el esfuerzo efectivo promedio, equivalente al esfuerzo vertical efectivo. La Figura 44(b) muestra la degradación de la rigidez que sufre a muestra a medida que se aplican los ciclos de carga, debido al progresivo aumento de la deformación axial. Finalmente, la Figura 44(c) muestra la razón de presión de poros (en porcentaje) y la deformación axial, versus el número de ciclos de carga. Se observa que, para la condición cíclica aplicada a la muestra, esta alcanza el valor de r_u máximo y, por lo tanto, indicando la ocurrencia de licuación.

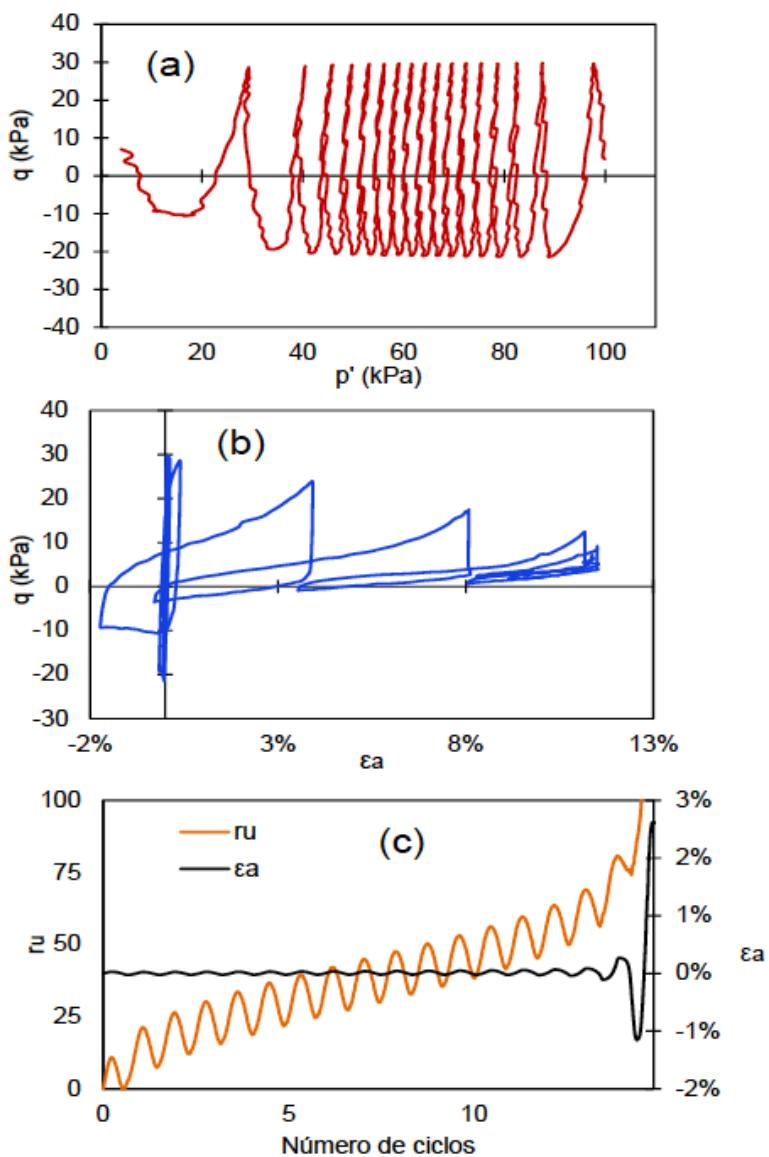


Figura 44: →

Resultados de ensayo triaxial cíclico no drenado con base en datos de Tabla 34: (a) Trayectoria de esfuerzos, (b) esfuerzo-deformación, (c) razón de presión de poros y deformación axial versus número de ciclos.

8. Especificaciones técnicas

para campaña de mecánica de suelos en un sitio con sello de fundación potencialmente licuable.

Un estudio de mecánica de suelos tendiente a explorar un suelo potencialmente licuable deberá tener como base lo establecido por la normativa nacional NCh1508 "Geotecnia - Estudios de mecánica de suelos", la cual norma el contenido de un informe técnico de esta naturaleza y las cantidades *mínimas* de prospecciones requeridas de acuerdo a la extensión del proyecto en ejecución. El objetivo es determinar el comportamiento mecánico esperado del subsuelo y determinar los parámetros necesarios para el diseño de la obra con un nivel de seguridad adecuado durante su vida útil, evitando el deterioro o falla. Dichos ensayos deberán realizarse a través de laboratorios oficiales del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, con acreditación INN-MINVU vigente en el área de mecánica de suelos para estructuras. Adicionalmente, se debe proporcionar la clasificación sísmica del sitio de emplazamiento del proyecto, según lo establecido en la NCh433 "Diseño sísmico de edificios" complementado por el Decreto Supremo Nº61. Las cotas de exploración mínima para la clasificación sísmica deben ser establecidas de acuerdo a dicha normativa. Dadas las particularidades del sitio en estudio y del proyecto en ejecución, el consultor en conjunto con la contraparte técnica, deberá incorporar aspectos relevantes y necesarios de ser considerados. Los contenidos *mínimos* de un estudio de mecánica de suelos deberán ser:

(a) Información de proyecto:

- Descripción global del proyecto
- Alcances del proyecto y propósito de la investigación
- Descripción del área de estudio considerando los metros cuadrados (m^2) del proyecto y algún antecedente topográfico
- Programa de investigación y ensayos a realizar (con sus respectivas fechas de exploración)
- Descripción de informes existentes o antecedentes a utilizar incluyendo normativas y códigos con su respectiva fecha de publicación
- Análisis de riesgos como amenaza sísmica, riesgo de deslizamiento, inundación u otros riesgos naturales asociados al emplazamiento

(b) Antecedentes geológicos del sector:

- Información histórica
- Antecedentes geomorfológicos del área en la que se ubica el terreno
- Información respecto de accidentes geográficos y de eventos naturales que se hayan producido y que puedan afectar la calidad del suelo

(c) Datos y registro de las exploraciones:

- Identificar ubicación de la exploración (SPT, CPT o Calicata) con sus respectivas coordenadas GPS o GNSS (UTM) y fecha de exploración (inicio y fin)
- En cada exploración se debe registrar las profundidades y descripciones de los diversos tipos de suelos o roca encontrados

c.1. Exploración por Calicata:

- Profundidad de exploración
- Coordenadas del punto de exploración (en UTM)
- Informar si la medición fue realizada por métodos manuales mecánicos
- Identificación visual de los estratos identificados incluyendo tipo de suelo, compacidad, niveles de humedad y color del suelo
- Presencia de material orgánico o rellenos no controlados
- Registro fotográfico de cada exploración (desde la superficie y dentro del pozo) identificando claramente la profundidad explorada

c.2. Exploración por ensayo SPT:

- Breve descripción de la máquina utilizada considerando el tipo de martinete (manual o automático).

- Coordenadas del punto de exploración (en UTM)
- Informe de medición de energía de la máquina utilizada
- Tipo de barra utilizada (diámetro, largo y método de muestreo), identificando las cotas si se realizan cambios en el diámetro de perforación
- Reportar el uso (o no) de Liner
- Reportar el tipo de cuchara utilizada en la exploración
- Valores de número de golpes (N_1 , N_2 y N_3) en profundidad con sus respectivas correcciones
- Tiempo de muestreo e intervalos de recuperación (cada 1 - 1.5 metros)
- Porcentaje de recuperación de la muestra
- Registrar el nivel de la napa freática con su respectiva fecha de medición. Se debe medir el nivel freático días después de realizado el sondaje para evitar influencia del ensayo.

c.3. Exploración por ensayo CPT:

- Breve descripción de la máquina utilizada, tipo de cono, diámetro, sensores, etc
- Coordenadas del punto de medición (en UTM) con sus respectivas cotas de exploración
- Se debe presentar como mínimo la resistencia del cono, la resistencia del fuste y las presiones de poros del sensor versus profundidad. Se debe explicitar unidades de medidas utilizadas
- Generar perfil estratigráfico en función de la interpretación de los datos medidos
- Registrar el nivel de la napa freática con su respectiva fecha de medición

- Si no se cuenta con mediciones geofísicas superficiales, se debe realizar ensayo de velocidad de onda de corte del tipo down-hole adicional al ensayo CPT (CPT sísmico)

(d) Ensayos de laboratorio y terreno:

- La granulometría, los límites de consistencia, clasificación correspondiente, humedad y peso específico debe realizarse para cada muestra recuperada del ensayo SPT siendo congruente con la cota del número de golpes.

d.1. Ensayos de laboratorio:

- Granulometría (MC-V8 8.102-2015).
- Límites de Atterberg (NCh 1517/1-2 o Eurocode 7 (BSI, 2007)).
- Clasificación USCS y AASHTO (ASTM D2487 para USCS y M145 para AASHTO).
- Peso específico o densidad de partículas sólidas (NCh 1532).
- Corte Directo (NCh 3085) o ensayo de consolidación métodos triaxiales según corresponda.
- Humedad natural (NCh 1515).
- Proctor modificado para suelos finos (NCh 1534/2) o densidad relativa para suelos arenosos (NCh 1726).
- *California Bearing Ratio* o CBR (NCh 1852).

d.2. Ensayos en terreno:

- Determinación del nivel freático indicando su variación y su fecha de medición. Se debe medir el nivel freático días después de realizado el sondaje para evitar influencia del ensayo.

- Ensayos de infiltración: Porchet u otro método normado (indicando las dimensiones del ensayo y el tiempo de medición)
- Densidad en terreno con cono de arena (NCh 1516) o densímetro nuclear (NCh3145)

(e) Cálculo y análisis de parámetros necesarios para el desarrollo del proyecto.

- Sello de fundación o mejoramiento recomendado por el especialista con su respectiva banda granulométrica.
- Capacidad admisible del suelo (estático y dinámico) con sus respectivos parámetros utilizados en el cálculo.
- Constante de Balasto medida *in situ* o estimada con su respectiva referencia.
- Clasificación sísmica del suelo de fundación, según NCh 433, además del Decreto Supremo N° 61 y/o las actualizaciones y requisitos normativas correspondientes.
- Recomendaciones para el diseño de la fundaciones superficiales o profundas.
- Análisis de la potencia de licuación (según punto (f)).
- Análisis y cálculo de asentamientos instantáneos, dinámicos y en el tiempo.
- Parámetros de diseño de muros de contención, recomendaciones de pavimentación y parámetros para el diseño de estabilidad de taludes.
- Recomendaciones e indicaciones para la ubicación de las viviendas o edificios a proyectar.

- Recomendaciones para la ejecución de la obra
- Identificar si se requieren ensayos o estudios complementarios
- Sistema de drenaje de aguas lluvias, si se requiere
- Sistema de agotamiento de la napa freática si se requiere

(f) Evaluación de licuación

- Descripción de la metodología utilizada con su respectiva referencia para evaluar potencial de licuación y asentamientos
- Aceleración y magnitud utilizados para el análisis (obtenidas de un estudio de peligro sísmico, si se requiere)
- Recopilar información del número de golpes corregidos (N_{60}) con su respectiva profundidad, clasificación, porcentaje de finos, humedad relativa y índice de plasticidad para cada profundidad de análisis (1 - 1.5 m)
- Nivel freático para la condición más desfavorable
- Reportar factor de seguridad ante la amenaza de licuación
- Generar un perfil estratigráfico en profundidad con sus respectivos factores de seguridad y asentamientos producidos por licuación
- Estimar indicadores de severidad en la manifestación de licuación en superficie
- Diseñar soluciones preliminares para controlar deformaciones producto de la licuación

(g) Prospecciones geofísicas

Los aspectos mínimos que debe tener un informe geofísico enfocado a la exploración del subsuelo son los siguientes:

- Características del equipo de medición usado explicitando la cantidad de geófonos, su ganancia, rango de frecuencia en que el equipo responde adecuadamente, distancia y posición entre los sensores, geometría del arreglo, punto de disparo en caso de mediciones de activos, entre otros
- Breve descripción metodológica del método (directos o indirectos) utilizado para obtener perfil de velocidad de onda de corte
- Cotas topográficas, coordenadas de los puntos de medición de cada perfil
- Arreglo bidimensional de fuente pasiva con su respectiva disposición geométrica.
- Arreglo de fuente activa
- No se recomienda la metodología ReMi
- Frecuencia fundamental del suelo incluyendo amplitud y desviación estándar. Se deben realizar a lo menos tres mediciones de frecuencia fundamental. Se debe detallar la confiabilidad de la curva y la claridad del “peak” obtenido de la curva para cada medición de frecuencia fundamental (e.g., criterios SESAME)
- Curva de dispersión medida e inversión de la curva de dispersión obtenida del perfil de velocidad de onda de corte. Se debe detallar el rango de frecuencias en el cual la curva de dispersión es obtenida (rango de validez de la curva de dispersión) y profundidad máxima confiable del perfil
- Perfil de V_s medido con su respectivo error asociado, incluyendo gráfico y tabla del perfil de V_s a una profundidad no menor de 30 metros
- Se debe reportar la presencia de inversiones de velocidades en profundidad

- Cálculo de valores de velocidad de onda de corte promedio en los primeros 15 metros (V_s15) y en los primeros 30 metros (V_s30). Incluir clasificación sísmica preliminar con base en V_s30 medido
- Set fotográfico

(h) Estudio de peligro sísmico

Cuando la normativa nacional lo indique o cuando el mandante lo solicite, se deberá realizar un estudio de peligro sísmico tendiente a caracterizar la demanda sísmica específica para el sitio. La metodología aplicada al estudio de peligro sísmico deberá seguir las especificaciones aquí indicadas. Todo aspecto que no sea claramente abordado por ésta deberá ser cubierto por normativa internacional aplicable en la materia (e.g., ASCE7-16). El informe de peligro sísmico podrá ser hecho desde una perspectiva probabilística o determinística (debidamente justificado). Se recomienda realizar análisis probabilísticos en los cuales el nivel de desempeño esperado debe ser ajustado de común acuerdo entre el revisor y el consultor. A pesar de lo anterior, se sugiere que el informe de peligro sísmico deba ser evaluado como mínimo para una condición de diseño (10% en 50 años) y para la situación extrema (2% en 50 años), los que corresponden a períodos de retorno de 475 y 2475 años, respectivamente. Estos niveles de diseño, se puede extender a otros períodos de análisis según el criterio del especialista responsable del estudio. Los temas *mínimos* que debe abarcar el informe de peligro sísmico y el estudio de respuesta de sitio son los siguientes:

- Introducción
- Antecedentes del proyecto
- Metodología de trabajo empleada
- Caracterización de fuentes sísmicas relevantes y capaces de generar peligro sísmico en la zona de estudio.

- La recurrencia sísmica debe ser específica del sitio y debe que considerar la sismicidad histórica e instrumental hasta la fecha del estudio en el sitio. No podrá ser extraída solamente de literatura científica.
- Definición de magnitud máxima y mínima esperable para cada fuente sísmica definida previamente.
- Caracterización dinámica del suelo de fundación:
 - Frecuencia predominante del sitio en estudio (f_0)
 - Mediciones *in situ* de velocidad de onda de corte hasta lograr 800 m/s o hasta el basamento rocoso. Es obligatorio presentar la curva de dispersión medida e invertida que genera el perfil de velocidad de onda de corte, el cual debe presentar información en las frecuencias de interés.
- Lista de modelos predictivos de intensidades sísmicas (GMPM; Ground motion prediction models) los que serán al menos cuatro, publicados en revistas científicas y aplicables para el sitio y contexto sismotectónico de estudio. Por ello se informará el rango de V_s30 o f_0 y rango de Mw para los cuales es aplicable cada modelo.
- Análisis probabilístico (PSHA) para el cálculo de la demanda sísmica.
 - Espectros de Amenaza Uniforme (UHS) para escenarios con probabilidad de excedencia, como mínimo, de 10% en 50 años y 2% en 50 años, y de otros niveles de excedencia que decida el consultor.
 - Desegregación de la demanda sísmica probabilista para cada aceleración máxima y periodo fundamental de la estructura. Se entregará la magnitud y aceleración máxima (PGA) que controla el peligro sísmico y, que deben usarse en los análisis de licuación del suelo.

- Respuesta de sitio:
 - Modelamiento del perfil de suelo mediante información de la estratigrafía obtenida del informe de mecánica de suelos y el informe geofísico, considerado hasta un estrato competente (Roca o $V_s > 800$ m/s).
 - Considerar las características de los suelos (o rocas) identificados en la mecánica de suelo. Se debe considerar el comportamiento no lineal de forma explícita cada vez que las deformaciones unitarias sean mayores que el rango de validez del análisis lineal equivalente. Los resultados de ensayos cílicos o dinámicos de laboratorio se podrán utilizar para disminuir la variabilidad entre modelos incertidumbre epistémica).
 - El resultado de análisis debe ser incorporado de manera explícita en la determinación de los espectros para cada recurrencia.
- Análisis determinístico (DSHA) para el cálculo de la demanda sísmica.
 - Evaluación de escenarios sísmicos característicos en la zona de estudio o de escenarios históricos, agregando un cierto nivel de incertidumbre al análisis.
- Conclusiones y recomendaciones.
- Anexos y referencias.

(i) Recomendaciones y conclusiones generales.

Se deben detallar la necesidad de realizar ensayos (e.g., triaxiales cílicos) o análisis (e.g., modelación numérica) adicionales.

9. Especificaciones técnicas

**para estudios de mecánica de
suelos**

Se realizan recomendaciones técnicas para los estudios de mecánica de suelo incluyendo ensayos de terreno y laboratorio. En la Tabla 35, se realiza un resumen los principales ensayos realizados en la evaluación de licuación con su respectiva norma nacional e internacional.

▼ **Tabla 35:** Ensayos de laboratorio y su respectiva normativa nacional e internacional.

Ensayo de laboratorio	Norma Internacional	Norma Chilena
Granulometría	ASTM D 422 Standard Test Method for Particle- Size Analysis of Soils.	MC-V8 8.102.1-2015
Clasificación de suelos	ASTM D 2487 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (USCS). AASHTOM 145 Standard Specifications for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.	----
Límites de Atterberg (límites líquido plástico y de contracción)	ASTM D 4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.	NCh1517/1 Mecánica de suelos – Límites de consistencia Parte 1: Determinación del límite líquido NCh1517/2 Mecánica de suelos – Límites de consistencia Parte 2: Determinación del límite plástico NCh1517/2 Mecánica de suelos – Límites de consistencia – Parte 3: Determinación del límite de contracción
Peso específico de partículas para tamaño menor a malla #4	ASTM D 854 Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.	NCh1532 Mecánica de suelos - Determinación de la densidad de partículas sólidas.
Densidad in situ por el método del cono de arena	ASTM D 1556 Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Sand-Cone Method.	NCh1516 Mecánica de suelos - Determinación de la densidad en el terreno - Método del cono de arena.

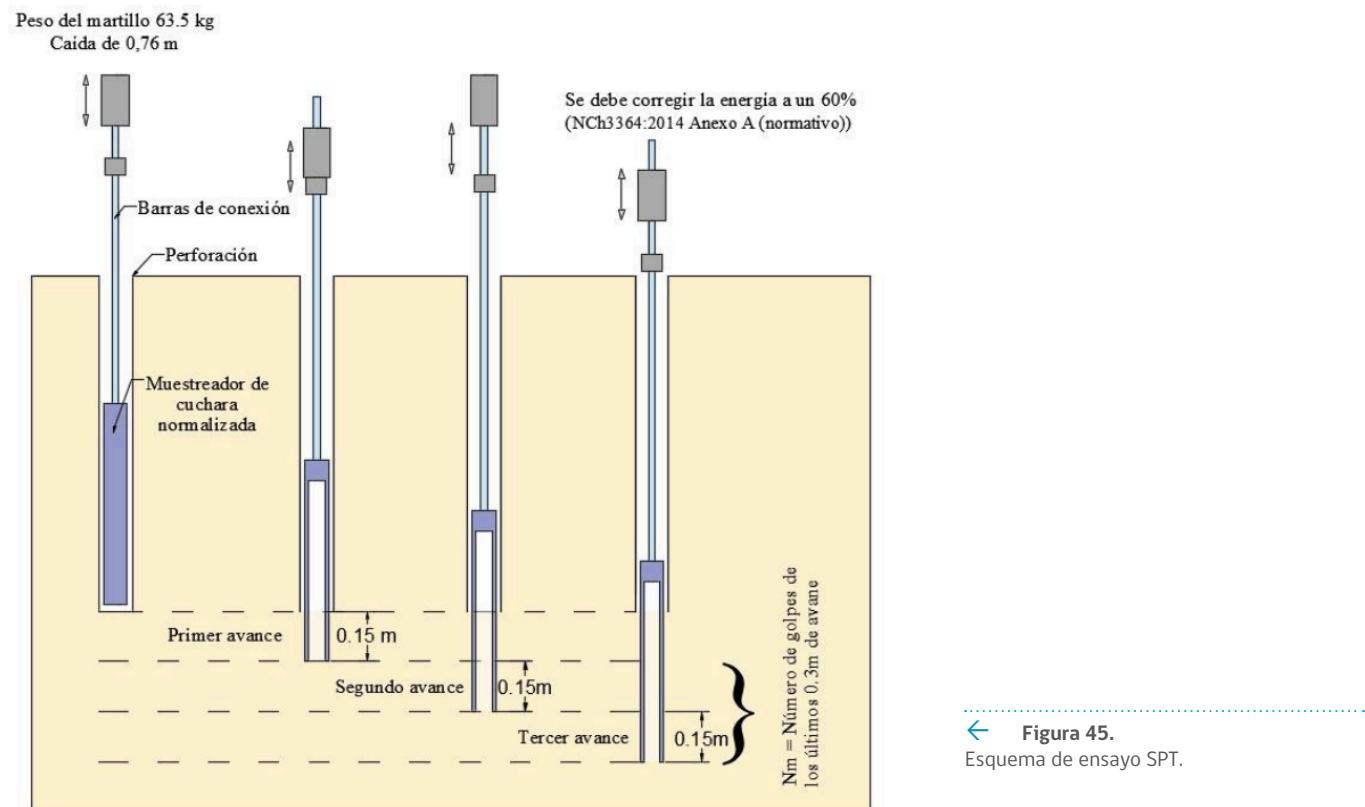
Continúa en la siguiente página ▶

Ensayo de laboratorio	Norma Internacional	Norma Chilena
Densidad in situ por el método de densímetro nuclear	ASTM D 2922 Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods.	NCh3145 Mecánica de suelos - Determinación de la densidad en terreno - Método nuclear.
Densidad máxima, mínima y relativa	ASTM D 4253 Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibrator Table ASTM D 4253 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Calculation of Relative Density.	NCh1726 Mecánica de suelos - Determinación de las densidades máximas y mínimas y cálculo de la densidad relativa en suelos no cohesivos.
Ensayo de penetración estándar, SPT	ASTM D 1586 Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling Soils.	NCh3364 Geotecnia - Ensayo de penetración Estándar.
Ensayo de penetración de cono, CPT	ASTM D 5778 Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils	-----
Ensayo de penetración estándar, SPT para suelos potencialmente licuables	ASTM D 6066 Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential.	-----
Ensayo de penetración estándar, SPT para suelos potencialmente licuables	ASTM D 6066 Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential.	-----
Contenido de humedad	ASTM D 2216 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water Content of Soil and Rock by Mass.	NCh1515 Mecánica de suelos - Determinación de la humedad.

9.1. RECOMENDACIÓN PARA ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

La prueba de penetración estándar (SPT) consiste en generar un pozo de exploración realizando una penetración mecánica del suelo, así se obtiene una medida aproximada de la resistencia mecánica y además permite la extracción de una muestra del suelo. El ensayo se puede realizar en distintos tipos de suelo, pero no es muy recomendado realizar el ensayo en depósitos de grava o arcillas blandas dado que sobreestiman la densidad de las gravas y no es lo suficientemente sensible para caracterizar las arcillas muy blandas.

En términos prácticos el ensayo SPT (Figura 45) consiste en la caída de una masa normalizada de peso 63.5 (± 0.5) kgf que se deja caer sucesivamente desde una altura de 0.76 metros, en la punta del sondaje se anexa un muestreador de cuchara normalizada que se va hinchando con la secuencia de golpes. La secuencia de golpes se contabiliza hasta alcanzar un avance de 15 cm en tres tandas, de las cuales las dos últimas corresponden al número de golpes del SPT (N_m).



El ensayo SPT se debe realizar a intervalos regulares de profundidad. Por lo general, se recomienda realizar las pruebas cada 1.5 m, pero pueden ser más frecuentes si es necesario definir estratos de suelo más delgados.

En caso de presentar número de golpes menores a 5 golpes en 30 cm en el ensayo SPT, se debe extraer dicha muestra con tubo de pared delgada "Shelby", para realizar ensayos en laboratorio de muestra inalterada, teniendo en cuenta las respectivas recomendaciones de traslado y manipulación de la muestra. Es importante que al retirar la muestra se sella adecuadamente (por ejemplo, con bolsas plásticas) para preservar el contenido de humedad natural. Este parámetro del suelo, como se ha visto en los criterios de susceptibilidad, es útil para análisis de la evaluación de la licuación en suelos con baja plasticidad.

Luego de finalizada la exploración del SPT, y por cada punto de sondaje, se deberá dejar un tubo de PVC de 2" de diámetro (o material afín) como mínimo hasta la profundidad explorada. Una semana posterior a finalizado el SPT se debe medir el nivel freático presente en terreno, esta práctica permite eliminar la anomalía en el nivel freático provocado por la realización del ensayo SPT.

Un factor importante en la realización de SPT es la eficiencia energética del sistema. La energía teórica del martillo en caída libre, es de 48.26 kg-m. Sin embargo, la energía real aplicada es menor, debido principalmente a la carga excéntrica del impacto y a las perdidas por fricción del sistema. No es recomendado realizar el ensayo SPT por métodos manuales, dado que su eficiencia en la transferencia de energía depende de una serie de factores como: el operador, el tipo de martillo, el número de vueltas de cuerda, condiciones de las poleas, oxidación, edad de la cuerda, altura de caída real, verticalidad, condiciones climáticas, entre otras. Todos factores recomendados provocan perdidas no triviales de cuantificar que afectan los resultados del ensayo SPT. Se recomienda usar sistemas automatizados para levantar y soltar el martillo, con el fin de mantener una entrega de energía repetitiva, se requiere un monitoreo periódico de la velocidad de impacto (energía cinética) o la altura de caída (energía potencial), para asegurar la operación adecuada del martillo y su golpeteo. La aplicación de la energía es una de las variables

más importantes para obtener valores confiables de N60 (explicado en detalle en las secciones anteriores). En consecuencia, es importante que se tenga registro del nivel de energía de la maquina utilizada antes de (o durante) la perforación.

Se recomienda un ingeniero geotécnico u otro profesional en terreno debidamente calificado con experiencia en el área para la supervisión de la perforación y el muestreo del suelo. La supervisión de las pruebas de SPT realizadas para la evaluación de licuación es particularmente importante para garantizar que los resultados de las pruebas sean lo más consistentes y precisas posibles, se debe identificar cualquier problema o interferencia operacional del ensayo que pueda afectar los resultados. Los errores típicos en los cuales el ingeniero geotécnico (o el supervisor de terreno) deben prestar atención son los siguientes:

- Existe una mala limpieza del fondo del pozo antes de avanzar con el muestreador o antes de la realización del ensayo SPT
- Mala recuperación de la muestra debido al uso de equipos o muestreadores equivocados. Por ejemplo, a veces se “fuerza” la extracción de una muestra inalterada mediante muestreador de pared delgada provocando perturbaciones en la muestra de suelo.
- El perforador debe recibir instrucciones claras sobre la frecuencia de muestreo y los tipos de muestras requeridos. El supervisor de campo debe realizar un seguimiento de la profundidad del pozo en todas las etapas de la exploración para confirmar el muestreo adecuado del suelo.
- Probable reducción de la energía aplicada debido a la fricción producida por el desalineamiento del martillo y la cuchara de muestreo, o alturas de caída insuficientes.
- Se debe asegurar que la extracción de las barras se realice a una velocidad muy lenta, para evitar que se generen presiones negativas (o succiones) dentro de la perforación, esto puede generar a un levantamiento o perturbación del suelo.
- En todo momento el nivel de fluido de perforación dentro del

sondaje debe ser mantenido a nivel o por encima del nivel freático durante la perforación, remoción de barras de perforación y del muestreo para evitar entrada de agua y la inestabilidad del pozo.

- Para mantener la estabilidad lateral de las paredes de la perforación en suelos no cohesivos (e.g., arenas limpias) se debe usar lodo bentónico o algún aditivo estabilizante de la perforación.
- Se recomienda medir la profundidad del pozo inmediatamente antes de continuar una nueva jornada de prospección para confirmar que no se haya producido ningún desprendimiento de lateral o de a base.

El ensayo de penetración estándar debe seguir los procedimientos descritos en la norma chilena NCh3364, además existen algunos procedimientos extras a considerar en la realización del ensayo para la evaluación de licuación en la norma ASTM D6066. La calibración de la eficiencia energética para un equipo de perforación y un sistema de martillo SPT se describe en la norma internacional ASTM D4633. Una práctica recomendada, es que el sistema del equipo perforación/martillo tenga un certificado de calibración de menos de 12 meses, a menos que haya razones para creer que la eficiencia del martillo ha cambiado (por ejemplo, debido a daños y reparación, un cambio de martillos, etc.). Para proyectos grandes o críticos, el profesional geotécnico o el propietario del proyecto pueden requerir un intervalo de calibración más frecuente, o la medición de energía para el proyecto en particular.

9.2. RECOMENDACIÓN ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO (CPT)

El ensayo CPT consiste en empujar hidráulicamente una sonda de acero (penetrómetro) en el suelo a una velocidad constante mientras se mide la resistencia a la penetración, tanto de punta como de fuste (Figura 46). Hay disponibles una variedad de sistemas de penetrómetro de cono, que van desde pequeñas unidades portátiles hasta vehículos muy grandes para camiones y orugas. El penetrómetro de cono estándar consiste en una sonda de acero instrumentada de tres canales que mide la tensión en la punta del cono (q_c), la fricción en el fuste (f_s) y sensores para medir presiones de poro (CPTu). Adicionalmente, puede utilizarse para

medir velocidades de ondas de corte (SCPTu) siguiendo la metodología down-hole, además de cuantificar otros parámetros como: inclinación, temperatura, pH, resistividad eléctrica, entre otros. El ensayo CPT en el último tiempo ha ganado gran adherencia en la comunidad geotécnica mundial debido a su repetibilidad, coherencia, rapidez y sencillez en la ejecución, principalmente en comparación con el ensayo SPT.

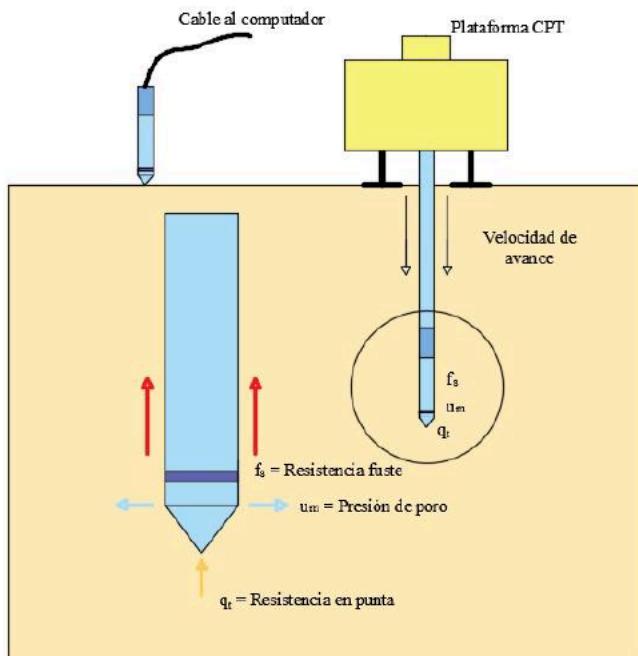


Figura 46.
Esquema de ensayo CPT.

En suelos de alta resistencia a la penetración, como gravas densas, no se recomienda realizar CPT dado que se puede dañar la punta del cono, las barras de empuje, o simplemente puede ser incapaz de realizar el ensayo. En estos casos se recomienda realizar una perforación previa atravesando los estratos de gravas si estos se encontraran en cotas más superficiales. Otra desventaja del ensayo CPT es que no recupera ninguna muestra de suelo y solo se basa en relaciones empíricas entre la resistencia de la punta del cono y la fricción del fuste para predecir el tipo de suelo y su comportamiento.

Se ha demostrado actualmente que el ensayo CPT a menudo puede subestimar el contenido de finos de materiales plásticos, esto puede generar una sobreestimación en el estudio de licuación. En estos casos se recomienda complementar el estudio extrayendo muestras

y evaluándolas en laboratorio. La subestimación del contenido de finos también puede conducir a la selección errónea o menos efectiva de una metodología de mejora del terreno para la mitigación de los efectos de licuación.

Los errores comunes que se producen en la ejecución e interpretación de los ensayos de CPT guardan relación principalmente con mal estado o calibración de los sensores de la maquina CPT, es por esta razón que es importante su correcto acondicionamiento y mantención.

Se recomienda que el cono está calibrado. Se debe comprobar la fecha de calibración y el correcto funcionamiento del cono en el transcurso de un período de calibración. Las puntas de cono y el fuste deben cumplir con las tolerancias apropiadas, y asegúrese de que se instala correctamente el filtro de presión de poro para cada prueba y que este ensamblado al cono correctamente. Es importante asegurar la invariabilidad temporal de la velocidad de avance del CPT y que esta se mantenga constante entre 15 y 25 mm por segundo (debe ser indicado en el reporte del ensayo por el contratista).

La verticalidad de las barras de avance del CPT son otro factor importante a verificar: se debe asegurar que no se doblen las barras durante la prueba y que la desviación vertical no exceda la tolerancia establecida por la práctica o la normativa respectiva.

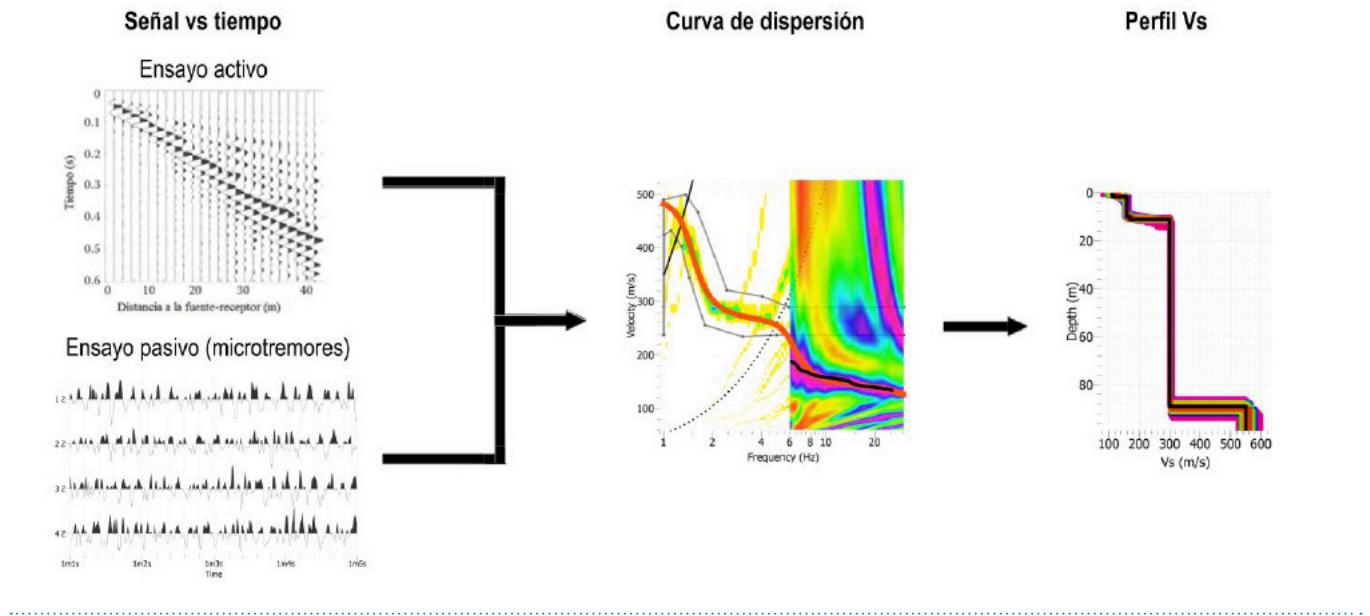
Se recomienda un ingeniero geotécnico u otro profesional en terreno debidamente calificado con experiencia en el área para la supervisión de la perforación y el muestreo del suelo. La supervisión de las pruebas de CPT realizadas para la evaluación de licuación es particularmente importante para garantizar que los resultados de las pruebas sean lo más consistentes y precisas posibles, se debe identificar cualquier problema que pueda afectar los resultados y cómo se poder corrigieron. Actualmente no existe una norma chilena para el ensayo CPT, sin embargo, se pueden seguir las recomendaciones dadas en la norma internacional ASTM D5778.

9.3. RECOMENDACIONES PARA LOS ENSAYOS GEOFÍSICOS

Como se ha mencionado en otras secciones del presente estudio, prospecciones geofísicas han demostrado que la evaluación del potencial de licuación en función de los ensayos geofísicos no se ajusta de buena manera con la evidencia empírica, por lo que no se recomienda utilizar métodos geofísicos para su descarte. Se recomienda la realización de estos ensayos para complementar la información de los ensayos realizados en terreno y para desarrollo de estudios de peligro sísmico o respuesta de sitio.

Las velocidades de onda de corte pueden ser medidas con métodos directos e indirectos. Actualmente en Chile los más utilizados son los métodos indirectos basados en mediciones superficiales. Para métodos directos del tipo cross-hole o down-hole se recomienda seguir las instrucciones descritas en la normativa internacional ASTM D4428 y ASTM D7400 respectivamente, para otro tipo de ensayos deben seguir las normativas nacionales o internacionales que correspondan.

Los ensayos geofísicos de métodos indirectos deben ser desarrollados complementando información con arreglos de fuente pasiva (preferentemente bidimensional) de larga duración con arreglos de fuente activa. Esta combinación da confiabilidad al perfil de velocidad de onda de corte en un amplio rango de frecuencia para el proyecto civil en desarrollo. Esta complementariedad de metodologías (Figura 47) y bidimensionalidad, permite una mayor fiabilidad en la curva de dispersión obtenida en terreno con respecto a otras metodologías (e.g., ReMi). Las dimensiones, tiempos de medición y numero de arreglos a realizar deberán ser función de la profundidad que se desee explorar y de la rigidez estimada de los estratos del subsuelo.



↑ **Figura 47:** Procesamiento registros ondas superficiales: combinación de técnicas de fuente activa y pasiva para obtención de un perfil de velocidad de ondas de corte confiable.

Las mediciones de ruido ambiental (i.e., fuente pasiva) se recomiendan que tengan una duración mínima de 30 minutos de forma ininterrumpida, con respecto a los arreglos activos se recomienda realizar golpes entre 5 y 20 metros desde el geófono más cercano, considerando al menos tres golpes a distintas distancias y siempre alineadas con la distribución de geófonos.

Los errores comunes en este tipo de ensayos tienen relación con una mala nivelación de los instrumentos (estos deben tener un nivel manual o automático, que asegure la horizontalidad con respecto al terreno), además se debe asegurar que el terreno se encuentre nivelado o que las diferencias de cotas no sean perceptibles visualmente. Además, las mediciones de fuente pasiva no pueden ser traslapes de mediciones de menor duración, se debe asegurar la correcta medición continua durante el ensayo pasivo.

Se recomienda cotejar la información obtenida del perfil de velocidad de ondas de corte con el sondaje realizado, asociando las tendencias de rigidez del SPT con la tendencia de la rigidez estimada por la velocidad de onda de corte.

9.4. RECOMENDACIONES PARA EXPLORACIONES Y TOMA DE MUESTRAS

9.4.1. MUESTRAS INALTERADAS

Dependiendo del método de exploración en terreno, se pueden obtener muestras en estado inalterado.

Para exploraciones por medio de excavaciones y/o calicatas, el método de obtención de muestras inalteradas consiste en cortar un cubo o cilindro de material, con dimensiones dependiendo del uso y cantidad de material que se necesite. Luego de tallar el bloque se debe proteger con tela filtrante de algodón y pintura, y una capa de cera derretida. El procedimiento de excavación y tallado del bloque se especifica en la norma ASTM D 7015. El procedimiento anterior sólo se utiliza para suelos que tienen suficiente cohesión, cementación, o cohesión aparente. El procedimiento para preservar y transportar la muestra inalterada se encuentra detallado en la norma ASTM D 4220.

Cuando se realizan ensayos de penetración tipo SPT, la obtención de muestras inalteradas se ejecuta por medio de un tubo de pared delgada, comúnmente llamado tubo Shelby, con su uso limitado a suelos finos, estandarizado de acuerdo a la norma ASTM D 1587. Este método se encuentra limitado para suelos finos. En el laboratorio, las probetas extraídas del tubo deben cortadas y talladas, dependiendo de las dimensiones requeridas para el equipo de ensayo a utilizar. Es importante instalar las muestras en el equipo a utilizar, inmediatamente después de tallarlas. En caso contrario, preservar muestras en una cámara húmeda.

El método de obtención de muestras inalteradas por medio de bloques y el tubo de pared delgada se encuentran descritos en la norma ASTM D 1587 y la Norma ISO 22475-1:2006.

Para proyectos de gran envergadura es necesario obtener muestras de alta calidad para el estudio de la licuación con base en ensayos de laboratorio. Uno de los métodos más utilizados a nivel mundial es la congelación artificial del suelo.

El método de congelación consiste en insertar un tubo de congelación (tubo primario) de máximo 50 mm de diámetro hasta la profundidad a la cual se desea extraer la muestra. Dentro de este tubo se encuentra una tubería de cobre que suministra el líquido congelante (nitrógeno líquido), y otra tubería de cobre permite la extracción del gas. Para obtener una muestra sin alteración se debe congelar un cilindro de 1 metro de diámetro. Para la extracción de la muestra se puede utilizar un equipo de perforación por rotación, a una distancia radial de 1 metro desde la tubería de congelación.

Una de las consideraciones importantes en el proceso de congelación es la velocidad, que debe ser suficientemente lenta para que el agua intersticial pueda drenar de manera radial durante el proceso. La Figura 48 muestra de manera esquemática el proceso de congelación y extracción de la muestra. Par mayores detalles sobre el método referirse a Sego et al. (2011), Hofmann et al. (2000), Tokimatsu et al. (1994).

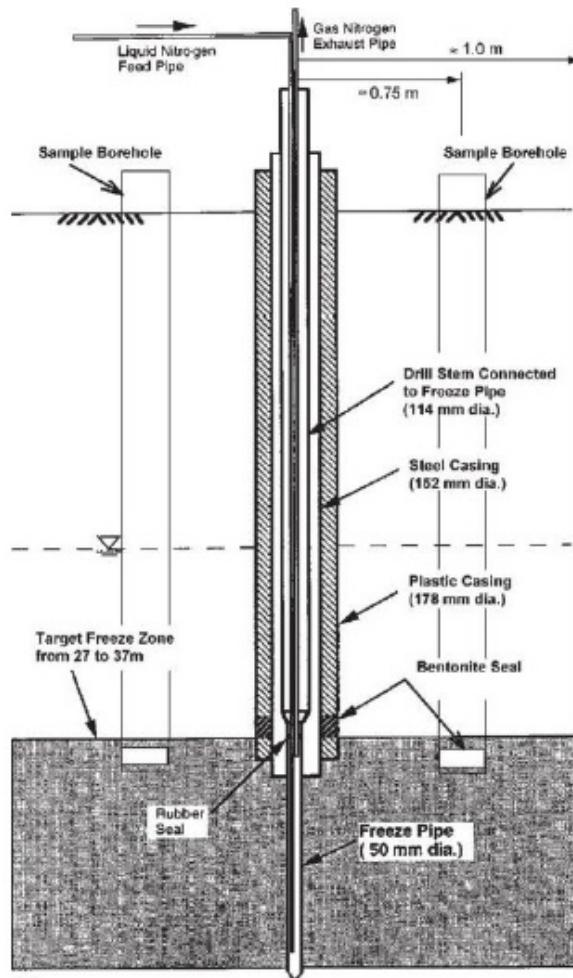


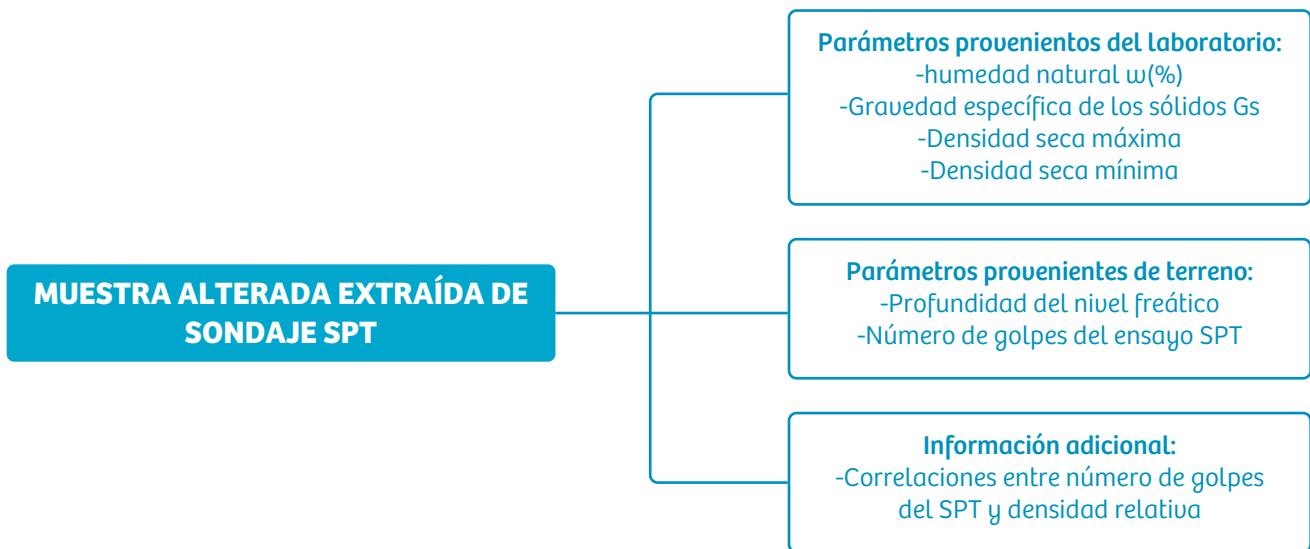
Figura 48: →

Diagrama del método de congelación en terreno y muestreo. (Hoffmann et al. 1996).

9.4.2. MUESTRAS ALTERADAS

Las muestras alteradas pueden provenir de sondajes tipo SPT por medio de una cuchara muestreadora, o directamente desde una excavación o calicata. Hay que tener en cuenta que las muestras alteradas sólo pueden replicar la densidad del material *in-situ*, ya que la estructura va a depender del método de preparación que se seleccione. Además, los resultados de ensayos cílicos no drenados son más conservadores, en comparación con aquellos realizados en muestras inalteradas.

Para reconstituir la muestra en términos de su densidad y confinamiento, es necesario tener algunos antecedentes preliminares. El diagrama que se muestra en la Figura 49 muestra un ejemplo de la información que se necesita para reconstituir la muestra en el laboratorio. Si la muestra se encuentra saturada en terreno (bajo el nivel freático), los parámetros del laboratorio w (%) y G_s permiten estimar un valor de densidad natural de la muestra, considerando que esta tiene un grado de saturación $S=1$. Así, se obtiene la relación de vacíos que se debe replicar. Si no se cuenta con esta información, y/o la muestra no se encuentra bajo el nivel freático al momento de extraerla, se puede estimar la densidad relativa de la muestra. La densidad relativa sólo es aplicable para muestras que contengan menos de un 15% de material fino (material que pasa la malla Nº200), y para su obtención se debe realizar el ensayo de densidad seca máxima y mínima del material, para el cual se requiere un mínimo de material (ver norma ASTM D4254-16). Además, se debe utilizar alguna correlación que permita conocer la densidad relativa de la muestra *in-situ* (Skempton, 1986; Kulhawy & Mayne, 1990; Cubrinovski & Ishihara, 1999).



↑ **Figura 49:** Información necesaria para la obtención de la densidad de la muestra reconstituida y el esfuerzo de confinamiento a través de ensayos SPT.

Para muestras alteradas obtenidas desde una excavación o calicata, se sugiere realizar un ensayo de densidad en terreno (ej. Método de cono de arena).

Para la obtención del confinamiento de la muestra, es necesario conocer la ubicación del nivel freático y la profundidad a la cual se extrajo la muestra.

9.5. RECOMENDACIONES PARA ENSAYOS PARTICULARES.

En cada muestra extraída del ensayo SPT se debe registrar a que profundidad pertenece el estrato y se deben incluir como mínimo la siguiente información: clasificación granulométrica, incluyendo el porcentaje de finos, arenas y gravas, límites de Atterberg (Índice de plasticidad), la medición de los niveles de humedad, densidad de partículas sólidas y contenido orgánico cuando se encuentre en alguna prospección. Con esta información se puede correlacionar cada muestra con su respectivo número de golpes y así evaluar el potencial de licuación correctamente.

9.5.1. RECOMENDACIONES PARA LA GRANULOMETRÍA

El propósito de la prueba es determinar el porcentaje de los diversos tamaños de grano que comprende el suelo. Esto se lleva a cabo utilizando una serie de tamices cada vez más finos. La distribución del tamaño de partícula se utiliza para determinar la clasificación de los suelos (es decir, grava, arena, limo, arcilla, etc.) que a su vez se utiliza para estimar algunas propiedades como la permeabilidad y la resistencia. El ensayo granulométrico se debe realizar siguiendo las indicaciones de la normativa internacionales: ASTM D 422, ASTM D 2487-11 (clasificación USCS) y ASTM D 3282-2009 (clasificación AASTHO). La densidad de partículas sólidas (G_s , normativa nacional NCh1532).

Con respecto a la licuación, la forma de la banda granulométrica es útil para evaluar el comportamiento del suelo, pero no es suficiente para evaluar el potencial de licuación. Al respecto, uno de los parámetros claves es el contenido de finos (FC), es decir, el porcentaje de masa de la muestra que pasa el tamiz N°200. En particular para el caso de los suelos limosos (i.e., arenas limosas (SM) o limos arenosos (ML)), la correcta estimación del contenido de finos (FC) es fundamental para la correcta predicción de la resistencia a la ocurrencia de la licuación (CRR). En los tamices de laboratorio, las aberturas de malla fina se distorsionan fácilmente con una manipulación y su uso normales, por lo tanto, pueden requerir un reemplazo regular si se usan con frecuencia.

9.5.2. RECOMENDACIONES PARA EL CONTENIDO DE HUMEDAD

El propósito de esta prueba es determinar la cantidad de agua presente en la muestra en términos de su peso seco. El contenido de humedad (w) de la muestra de suelo se calcula siguiendo los procedimientos descritos en la norma NCh1515. Se debe tener como consideración el adecuado transporte y la correcta conservación de las muestras logradas en terreno de forma tal que no sufran perdidas o modificaciones en el contenido de humedad.

9.5.3. RECOMENDACIONES PARA LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA (O LÍMITES DE ATTERBERG.)

Esta prueba se usa para describir la consistencia y plasticidad de los suelos finos con distintos grados de humedad. Los límites de Atterberg proporcionan índices generales de contenido de humedad en relación con la consistencia y el comportamiento de los suelos en términos del límite líquido (LL) que define un cambio de fase entre líquido y semisólido, mientras que el límite plástico (LP), que es el límite con el comportamiento sólido. La diferencia entre el LL y el LP se denomina índice de plasticidad ($IP = LL - LP$).

Los límites de Atterberg se deben obtener bajo el procedimiento descrito en la normativa chilena NCh 1517/1-3, en particular se requiere el índice de plasticidad para la evaluación del potencial de licuación. El IP es un parámetro importante para evaluar el potencial de licuación de los suelos que contienen un porcentaje significativo de finos: específicamente se usa para evaluar si el suelo tendrá un comportamiento "arenoso" (típicamente bajos niveles de IP) o "arcilloso" (típicamente alto niveles de IP).

Conocer el IP de los limos de baja plasticidad o los limos arenosos puede ayudar a determinar si dichos materiales son susceptibles, o no, a la activación de la licuación. El valor IP de una arcilla de baja plasticidad se usa para ayudar a evaluar si es susceptible a la movilidad cíclica.

9.5.4. RECOMENDACIONES PARA LAS DENSIDADES EN TERRENO.

La densidad en terreno puede ser medida por el método del cono de arena basado en la norma NCh1516, o con densímetros nucleares basado en normas internacionales ASTM D 2922 y ASTM D 3017. En ambos ensayos se debe tener una superficie nivelada para realizar las mediciones.

Para el ensayo de cono de arena se debe extraer aproximadamente 15 cm de la muestra de suelo, asegurándose de no perder material al momento de la extracción, dado que esto podría generar subestimaciones de los valores de densidad. Los ensayos de densidad están limitados a estratos más superficiales, por lo general se obtiene el grado de compactación

en profundidad a través de correlaciones con los números de golpes del ensayo SPT o en función de propiedades índices.

En suelos arenosos la densidad máxima y mínima son utilizadas para obtener la densidad relativa (DR), los procedimientos se deben basar en la norma NCh1726, con esto se puede obtener un grado de compacidad de material, y así estimar si el material posee un comportamiento contractivo o dilatante. Altos porcentajes de densidad (i.e., comportamiento dilatante) podrían permitir descartar la potencialidad de licuar de un suelo arenoso.

9.5.5. RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS TRIAXIALES CÍCLICOS

Para cualquier método de preparación de muestras en el laboratorio es esencial contar con un molde de preparación que pueda mantener la presión de vacío necesaria para estirar la membrana completamente estirada durante el proceso de preparación, y así evitar errores en la densidad de preparación y heterogeneidades a lo largo de la muestra.

Cuando se va a realizar un programa de ensayos extenso, se recomienda ejecutar un mínimo de 5 ensayos iniciales para verificar la repetitividad del método de preparación en términos de la densidad y los resultados obtenidos.

Es esencial que la conexión entre la tapa de la muestra y el transductor de carga sea fija. Esto permitirá aplicar esfuerzos de extensión.

9.5.5.1. PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

Existe una variedad de métodos de preparación para muestras granulares. En este documento se recomiendan dos métodos, ambos incluidos en la norma ASTM D 5311-13.

9.5.5.2. MUESTRA RECONSTITUIDA

- **Depositación seca:** Dependiendo de la densidad relativa que se desea obtener, medir la cantidad de material seco necesario. Colocar el embudo en la base del molde y luego depositar el material, moviendo el embudo de manera circular y levantándolo lentamente hasta llenar el molde. Para alcanzar la altura deseada se puede vibrar o golpear suavemente las paredes del molde. Para mayores detalles ver Ishihara (1996).
- **Subcompactación:** Dependiendo de la densidad relativa deseada, se selecciona la humedad óptima de preparación de la muestra. La muestra se divide en capas de espesor máximo 2.5 cm. Cada capa de material seco se mezcla con la cantidad de agua correspondiente y se deposita cuidadosamente dentro del molde. Luego se procede a compactar la capa del material, controlando la altura y la energía de compactación. Escarificar la superficie de cada capa antes de colocar la siguiente. Para mayores detalles sobre el cálculo de la altura y porcentaje de subcompactación a utilizar referirse a Ladd (1978).

9.5.5.3. SATURACIÓN

- El proceso de saturación es esencial para el estudio de la licuación en el laboratorio. Para mayores detalles sobre el procedimiento recomendado ver la Norma ASTM D 5311-13.
- Circular agua desairada desde a través de la muestra, con un volumen mínimo de 2 veces el volumen de vacíos de la muestra.
- Circular CO₂ a través de la muestra, a una presión máxima de 5 kPa, por 30 minutos.
- Aplicar contrapresión, con una diferencia entre la presión de cámara y la contrapresión de mínimo 10 kPa. Se debe aplicar un mínimo de 200 kPa de contrapresión. Para una suelo granular limpio este proceso se puede realizar en incrementos simultáneos. Para un suelo granular con un porcentaje de finos mayor al 5% se recomienda

realizar este proceso de manera gradual con una velocidad de mínimo 60 kPa/hora.

Verificar que el parámetro de saturación de Skempton B es mayor o igual a 0.95.

9.5.5.4. CONSOLIDACIÓN

- Consolidación isotrópica: En esta condición el esfuerzo vertical efectivo es igual al esfuerzo horizontal efectivo. Mantener la contrapresión constante, y aumentar la presión de cámara hasta alcanzar el esfuerzo de confinamiento deseado.
- Trayectoria de esfuerzos: Si se requiere una trayectoria de esfuerzos, se debe mantener el drenaje abierto y la contrapresión constante. Luego, aplicar la razón esfuerzo horizontal efectivo versus esfuerzo vertical efectivo deseado.

9.5.5.5. CARGA CÍCLICA

Para la obtención de la carga cíclica a aplicar se puede proceder de dos formas, dependiendo de los requerimientos del estudio.

a. Con base en un evento sísmico

Si se desea simular un evento sísmico específico se recomienda utilizar de manera directa la expresión simplificada de Seed & Idriss (1971):

$$\tau_c = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v r_d$$

Donde:

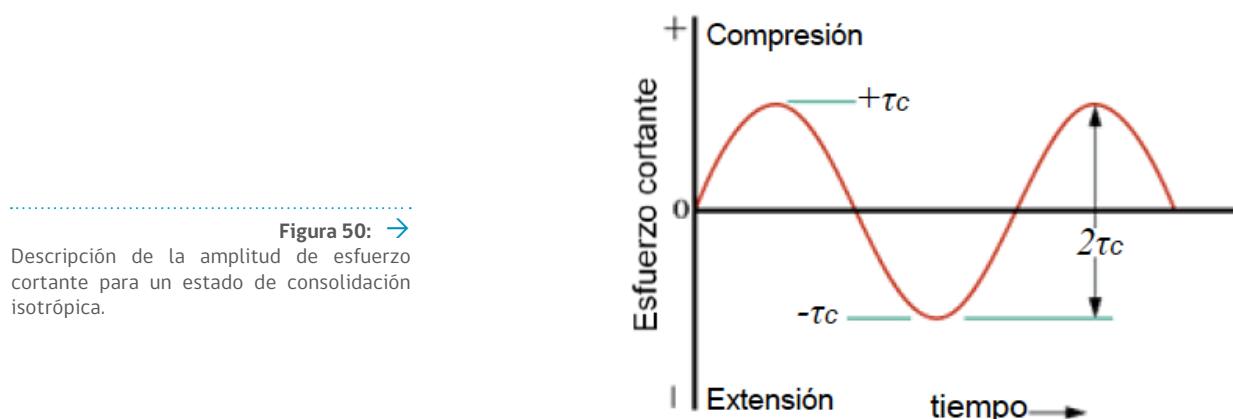
a_{max} : Aceleración máxima en superficie, la cual se puede obtener mediante un estudio de peligro sísmico riguroso o en su defecto por medio de la página www.datacenterhub.org/resources/14342 (Montalva & Bastías, 2017), para la estación sismográfica más cercana al sitio de estudio de un evento sísmico pasado.

g: aceleración de gravedad.

σ_v : Esfuerzo vertical total a la profundidad de estudio.

r_d : Factor de reducción por profundidad. Se recomienda utilizar la expresión dada por Blake (1996), recomendado por Youd et al. (2001).

El esfuerzo cortante τ_c obtenido con la expresión anterior, corresponde a la mitad de la amplitud de un ciclo completo de carga (ver Figura 50).



b. Con base en la razón de esfuerzo Cílico

- Para la evaluación del potencial de licuación utilizando métodos basados en esfuerzos, la razón de esfuerzo cílico corresponde al esfuerzo inducido por el evento sísmico a una cierta profundidad (definido por una aceleración máxima en superficie y la magnitud del sismo). Este valor de CSR utilizado para evaluar la licuación con base en resultados de ensayos in situ, se puede utilizar para representar los esfuerzos cortantes cílicos en el laboratorio.
- Para un ensayo triaxial, CSR se define como la razón entre el esfuerzo desviador y el esfuerzo efectivo horizontal:

$$CSR = \frac{q}{\sigma'_3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_3}$$

- De acuerdo a la expresión anterior, la magnitud de la carga cílica asociada a CSR se estima con la siguiente expresión:

$$\Delta P_c = 2 \cdot \sigma'_3 \cdot CSR \cdot A_c$$

Donde:

- ΔP_c : Carga cíclica estimada (en Newton)
- σ'_{3c} : Esfuerzo efectivo horizontal
- CSR: Razón de esfuerzo cíclico asociado al sismo (expresión 2)
- A_c : Área de la muestra terminada la etapa de consolidación.

9.5.5.6. NÚMERO DE CICLOS DE CARGA

Se debe aplicar el número de ciclos de carga equivalente a la magnitud del evento sísmico que se está simulando en el equipo, en forma de una onda sinusoidal. A continuación, se presentan dos metodologías recomendadas para obtener el número de ciclos de carga equivalente.

a) Método P-M

Para la evaluación del potencial de licuación, Seed et al. (1975) propone la Figura 51 para obtener N_{eq} , por medio de la magnitud del sismo que se desea simular. Por ejemplo, para un sismo de magnitud de 8.0, $N_{eq} = 21$ en promedio, con un valor máximo de 32 y mínimo de 10. Se recomienda aplicar el máximo de N_{eq} para analizar la respuesta más desfavorable.

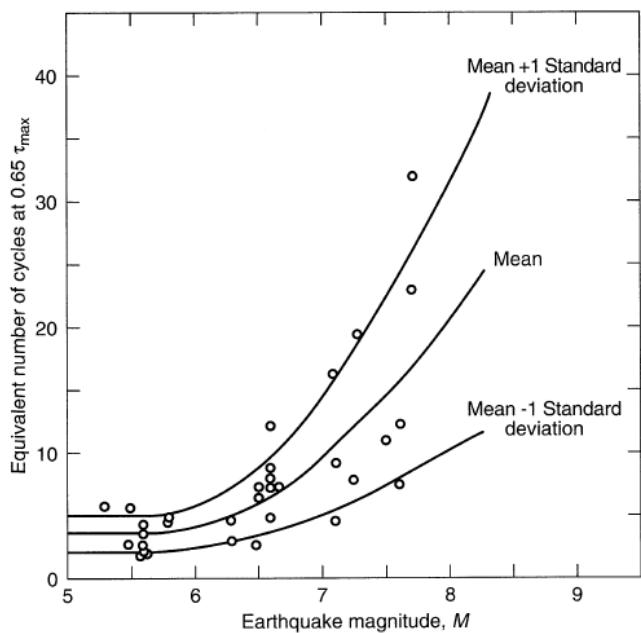
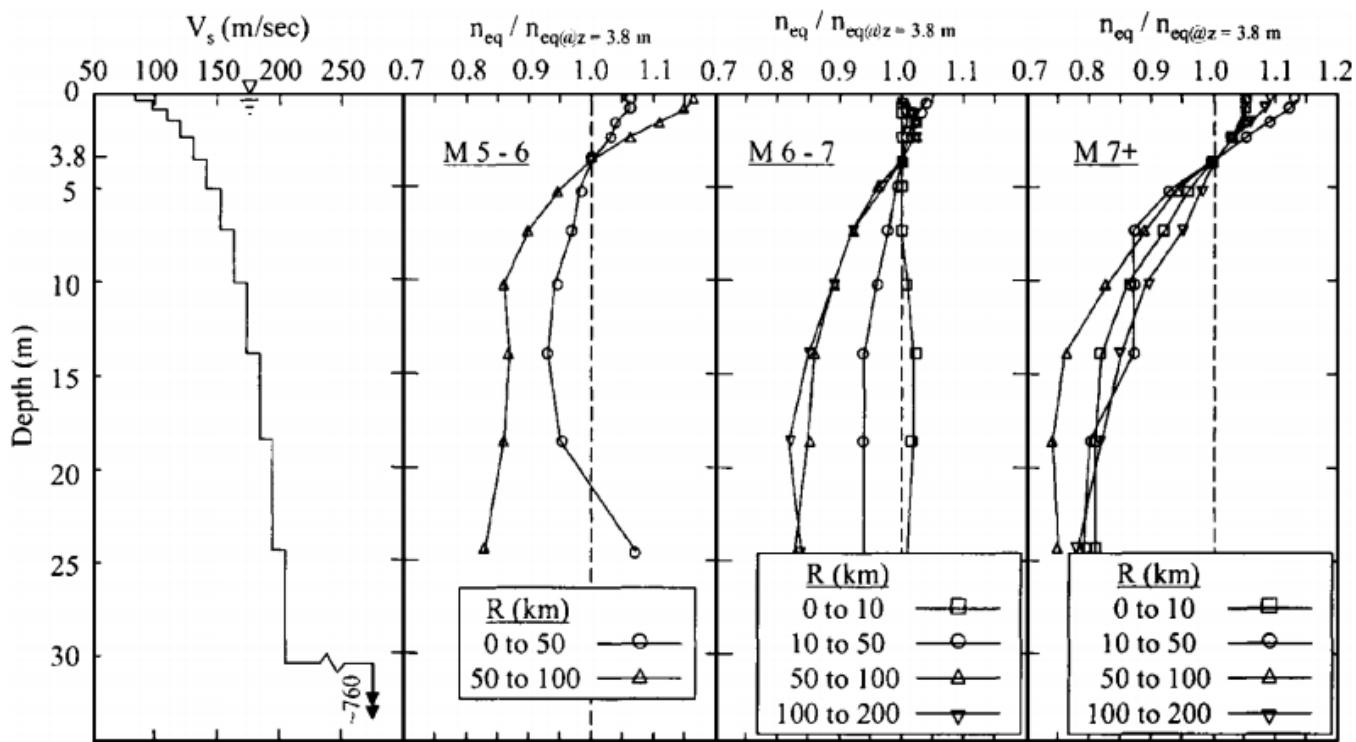


Figura 51.
Número de ciclos de carga uniforme equivalente N_{eq} para sismos de diferente magnitud (Seed et al. 1975).

b) Método P-M modificado

Este método considera que el número de ciclos de carga equivalente depende no solo de la magnitud del sismo, sino que también de la distancia desde la fuente hasta el sitio R, y la profundidad del perfil de suelo en estudio. La mayor relevancia de este método comparado con el anterior es que Neq varía en profundidad hasta aproximadamente 12 m. Bajo 12 m de profundidad Neq se mantiene casi constante. Para mayores detalles sobre este estudio ver Green & Terri (2005).

La Figura 52 indica los resultados del estudio paramétrico realizado por los autores de este método modificado, con los valores de Neq normalizado por Neq a una profundidad de 3.80 m. (Figura 53). Por ejemplo, para el perfil de velocidad de ondas de corte mostrado, y para una magnitud M = 7, una distancia desde la fuente hasta el sitio R = 50 km, y una profundidad del estrato de 10 m, se tiene que $Neq = (Neq/Neq@z=3.8m) * Neq = 0.90 * 12 = 11$.



↑ **Figura 52:** Estudio paramétrico que indica Neq normalizado para Neq a una profundidad de 3.8 m. en función de la distancia desde la fuente hasta el sitio R, la profundidad, y la magnitud del sismo (Green & Terri, 2005).

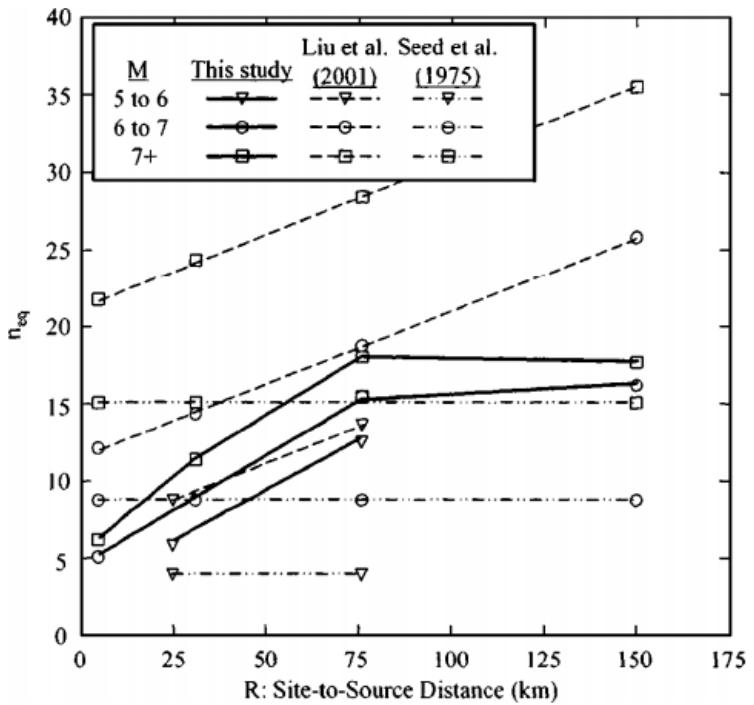


Figura 53.

Comparación de correlaciones para Neq : valores de Neq para una profundidad de 3.8 m. (Green & Terri, 2005); valores de Neq de acuerdo a Liu et al. (2001) y Seed et al. (1975).

9.5.5.7. DEFORMACIÓN CORTANTE CÍCLICA.

Aun cuando se utilice un método basado en esfuerzos, es necesario monitorear la evolución de los esfuerzos cortantes cílicos que se generan con la aplicación de los ciclos de carga. En este sentido, la falla por licuación se puede alcanzar antes de que se terminen los ciclos de carga equivalentes. Se recomienda seguir el criterio propuesto por Ishihara (1993) de 5% doble amplitud de deformación axial como criterio de ocurrencia de licuación.

9.6. RECOMENDACIONES PARA MEJORAMIENTO DE TERRENO

Los principios que dominan la mitigación de los efectos de la licuación y el mejoramiento de estos son cinco: el reemplazo, la densificación, la solidificación, el refuerzo y el drenaje. En la práctica se utilizan una o más combinaciones de estos mecanismos para mejorar la resistencia del terreno y su comportamiento ante una carga dinámica. El detalle de las técnicas de mejoramiento se revisará con mayor profundidad en el capítulo 3.

Figura 54: →

Aplicación en terreno de los cinco principios que dominan las técnicas de mitigación de suelos licuables, de izquierda a derecha: reemplazo con inclusión de geomalla, densificación por vibración, instalación de drenes, refuerzo de suelo mediante hincado de pilotes de mayor rigidez y solidificación por inyección de cemento.



El método de reemplazo consiste simplemente en sustituir el suelo licuable por uno no licuable. Este método es especialmente útil y efectivo para sitios que presenten estratos licuables superficiales de capas delgadas, además permite crear un soporte de suelo uniforme y denso principalmente utilizado en estructuras más pequeñas como viviendas unifamiliares de uno o dos pisos. El material extraído es sustituido por grava o arena bien graduada de mejores propiedades mecánicas, para la correcta ejecución de esta técnica es altamente recomendable el control y cumplimiento del grado de compactación o densidad relativa especificado en las especificaciones técnicas respectivas.

Por otro lado, el mecanismo de densificación es el más utilizado para el mejoramiento del suelo, este implica un reordenamiento de las partículas de suelo disminuyendo los índices de vacío y obteniendo una estructura de mayor densidad. Las técnicas de compactación o densificación son más apropiadas para suelos arenosos con bajo contenido de finos y comúnmente mejoran estratos de 4-12 metros dependiendo de la técnica utilizada y las condiciones del suelo. Una de las principales desventajas es el exceso de ruido y vibraciones que producen en las estructuras aledañas, para mitigar aquello es necesario monitorear la aplicación de estas técnicas en las edificaciones circundantes.

El tercer mecanismo de mejoramiento de suelos consiste en la solidificación del suelo, lo que implica la formación de una mezcla *in-situ* de aditivos cementosos u otros aditivos en el suelo, o el llenado de los huecos con un reactivo que da como resultado que las partículas del suelo se unan entre sí, desarrollando una cementación artificial en el suelo mejorado. Esto evitará el desarrollo de exceso de presión de poros,

evitando la activación de la licuación. Esta técnica es comúnmente más costosa que los otros métodos de mejora, pero sus ventajas implican un alto nivel de confiabilidad cuando se trata de mejorar suelos licuables, además de bajos niveles de vibraciones y ruidos. Esta técnica, puede llegar a profundidades de hasta 30m dependiendo del tipo de suelo y la maquina utilizada.

Con respecto a la técnica de refuerzo, su objetivo es controlar las deformaciones por corte del suelo durante el un evento sísmico y reducir (o controlar) el desarrollo del exceso de presiones de poro. A una mayor resistencia del suelo, producto del refuerzo, se disminuyen las deformaciones y los asentamientos de la estructura producto de la licuación. Esta técnica abarca la construcción de muros subterráneos o pilotes de hormigón armado. Las ventajas y desventajas son similares a las de la solidificación, excepto que no existe el mismo nivel de confianza en la prevención del desarrollo excesivo de presiones de poro en el suelo.

Finalmente, como se ha mencionado previamente el factor gatillante de la licuación es el exceso de presiones de poro por lo que un correcto sistema de drenaje inhibe la ocurrencia de licuación. Comúnmente se instalan drenajes verticales (conocidas como mechas drenantes) a intervalos de 1-2 m para prevenir el exceso de presiones de poro generado durante los terremotos. Bajo esta misma técnica, otra opción es deprimir el nivel freático con un sistema de agotamiento de la napa, sin embargo, esta técnica no es muy utilizada en la actualidad dado que se requiere un bombeo continuo, el cual se traduce en costos constantes debido al funcionamiento y la mantención. La dificultad de esta metodología se debe a que el espacio entre los drenes es muy sensible a la permeabilidad del suelo cuya propiedad es muy difícil de medir en profundidad por lo que no se puede verificar ajustadamente la efectividad del diseño.

9.7. RECOMENDACIONES PARA DISEÑO DE SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE ESTRUCTURAS.

Los sistemas de fundación son claves para el correcto funcionamiento desde una perspectiva estructural y de servicialidad en las estructuras proyectados sobre suelos licuables. En esta sección se detallarán lineamientos generales y recomendaciones de diseño, sin embargo, será responsabilidad individual de cada profesional realizar diseños óptimos y ajustados a cada proyecto en particular. En dicho contexto en esta

sección se darán recomendaciones mínimas y generales para fundaciones superficiales y profundas de estructuras, y para pavimentos.

9.7.1. FUNDACIONES SUPERFICIALES

Los principales problemas con el desempeño sísmico de fundaciones superficiales están relacionados con la baja capacidad mecánica que presentan los suelos de fundación, desencadenando la ocurrencia de fenómenos como la licuación, el ablandamiento cíclico, desplazamiento lateral u otras inestabilidades geotécnicas. En consecuencia, su correcta evaluación e identificación del comportamiento dominante del suelo es el primer paso para el diseño del sistema de fundaciones adecuado.

En el caso particular de los suelos propensos a sufrir licuación estos estarán sujetos a desarrollar severos asentamientos diferenciales debido a la eyección de material a poca profundidad de la fundación superficial sumado a las deformaciones volumétricas por efecto de la licuación de los estratos de fundación. Para la mayoría de las estructuras este nivel de asentamientos será intolerable y, por tanto, se deberán cuantificar con la finalidad de realizar el diseño de mitigación adecuado. Estas situaciones son fácilmente identificables con una investigación adecuada. En cualquier caso, un diseño simple de fundaciones superficiales no aplica para estas situaciones.

Otros efectos sísmicos que pueden generar asentamientos importantes para las fundaciones superficiales, pero son considerados menos severos y debiesen ser tolerables para la mayoría de estructuras fundadas en buenos suelos, son los siguientes:

- 1)** Reconsolidación de suelos licuados en estratos profundos debajo de un estrato superficial competente de espesor suficiente.
- 2)** Respuesta dinámica de la estructura al sismo, lo cual incrementa la carga de la fundación (generalmente) incluyendo la componente de la carga lateral y momento sobre la base de la fundación.
- 3)** Aceleración vertical de la estructura (momentáneo).
- 4)** Falla por corte del suelo de fundación debido a la inercia de la masa de suelo (momentáneo).

Con respecto a los tipos de fundaciones superficiales se pueden identificar tres clases: (a) zapatas aisladas y corridas, (b) vigas de fundación y una (c) losa de fundación.

(a) Zapatas aisladas y corridas

Las zapatas corridas son un caso especial de zapatas aisladas, pero con una alta relación largo - ancho. En general, las zapatas aisladas se utilizan para soportar cargas provenientes de columnas individuales, por otro lado, las zapatas corridas se utilizan normalmente para soportar cargas continuas de muros.

(b) Vigas de fundación

Las vigas de fundación se diferencian de las zapatas corridas al tener una resistencia y rigidez a la flexión significativas y, por lo general, poseen reforzamiento doble para condiciones sísmicas. Estas se utilizan para soportar las columnas individuales del edificio a lo largo de una cuadrícula y pueden contribuir a la acción del marco de la estructura del edificio. El diseño de vigas de fundación está controlado, principalmente, por la capacidad estructural (es decir, flexión y corte). El análisis y diseño es vigas de fundación generalmente siguen el mismo procedimiento descrito para losas de fundación.

(c) Losas de fundación

Las losas de fundación son especialmente útiles para casos en los que el diseño y distribución en planta de las zapatas aisladas cubrirían una gran proporción de la superficie del edificio, en dichos casos será conveniente evolucionar a una losa de fundación. Además, este sistema de fundación es útil en los estratos de suelos que presentan alta variabilidad vertical o los que contienen estratificaciones de suelos compresibles, con poca capacidad soportante y los susceptibles a sufrir licuación, o si se requiere resistencia al levantamiento hidrostático, como es el caso de los subterráneos. Adicionalmente permiten distribuir de mejor forma las cargas de la superestructura sobre el suelo desarrollando menores presiones de contacto, y permite aminorar los asentamientos diferenciales en condiciones de terreno variables.

Las losas de fundación se pueden considerar como losa rígida o flexible, en cada caso se deberá diseñar de acuerdo al estado de la práctica convencional, tomando las consideraciones y verificaciones propias de cada supuesto. Es recomendable que el análisis estructural-geotécnico de la losa reporte, como mínimo, el modelo computacional desarrollado en conjunto con las presiones de contacto, los momentos flectores y la fuerza de corte para el diseño de la losa.

El diseño estático (o gravitacional) de las fundaciones superficiales deberá incluir como mínimo:

- a)** Cálculo de la capacidad de soporte última.
- b)** Selección y justificación del valor para el factor de reducción de resistencia geotécnico (φ_g), o en su defecto, un factor de seguridad (FS) al diseño apropiado. Dichos valores deberán ser acordes con la práctica nacional, típicamente se recomienda un valor de $FS > 3.0$ para efectos de diseño estático.
- c)** Estimación de asentamientos: se debe estimar el asentamiento total (S) que sufrirá el sistema de fundación. El asentamiento total deberá considerarse como la sumatoria de tres componentes: el asentamiento instantáneo (S_i) o elástico, el asentamiento por consolidación (S_c) y el asentamiento por creep (S_s). Estos asentamientos deberán ser compatibles con niveles de asentamiento que aseguren un correcto comportamiento estructural y de servicialidad.
- d)** Para el caso particular de las losas de fundaciones: se requiere el detalle del diseño estructural.

Con respecto al diseño sísmico de las fundaciones superficiales deberá incluir como mínimo:

- a)** Efecto de sitio: se debe realizar un modelo estratigráfico geotécnico que permita identificar conceptualmente estratos poco profundos que se ubiquen dentro de la zona de influencia de la fundación superficial que pueda licuar, generar presiones de poros significativas, o sufrir ablandamiento cíclico.

b) Selección y justificación del valor para el factor de reducción de resistencia geotécnico dinámico (φ_g), o en su defecto, un factor de seguridad (FS) al diseño sísmico apropiado. Dichos valores deberán ser acordes con la práctica nacional, típicamente se recomienda un valor de FS > 2.0 para efectos de diseño sísmico.

c) Verificación de asentamiento: se debe estimar los asentamientos bajo las cargas sísmicas, incluyendo los asentamientos estáticos antes del evento sísmico, los asentamientos cosísmicos (i.e., causados por el sismo) y los asentamientos adicionales originados por la carga sísmica de la estructura.

d) Verificación de la capacidad de carga: Las combinaciones de cargas aplicadas a las fundaciones superficiales para el caso sísmico pueden ser significativamente mayores a las del caso estático y, por ende, controlan el tamaño de la fundación. El efecto de la estratificación del suelo sobre la capacidad de soporte de fundaciones superficiales requiere una cuidadosa consideración, especialmente en los casos donde las capas subyacentes pueden ablandarse o licuarse con el evento sísmico. Se debe considerar la posibilidad de una falla de punzonamiento en una capa subyacente de suelo ablandado o licuado, debido a su evidente disminución de capacidad soportante. Para las losas de fundación, efectos de la interacción entre la estructura y el suelo cerca de los bordes de la losa ocasionan un aumento de la presión de poros. Estos efectos pueden aumentar significativamente el riesgo de inestabilidad, especialmente para edificios altos y/o pesados. En estas situaciones, dichas estructuras deben basarse en un sistema de fundaciones profundas.

e) Para losas de fundación se debe verificar la resistencia a la flexión y corte bajo caso de carga sísmica de forma análoga que para el caso gravitacional (análisis estático), pero utilizando parámetros de rigidez del suelo ajustados a los efectos del sismo. Cuando la losa de fundación se construye sobre una capa licuable existe el riesgo de que se produzca una alta presión contra la parte inferior de la losa. No se debe confiar en las medidas de drenaje ya que generalmente se obstruyen permanentemente después de un evento de licuefacción. Por lo tanto, la losa de fundación debe tener la resistencia suficiente para resistir dichas presiones.

9.7.2. FUNDACIONES PROFUNDAS

Las fundaciones profundas pueden proporcionar una buena solución para estructuras en sitios con malas condiciones del suelo en estratos superficiales y que la superestructura proyecta requiera de una gran capacidad soportante. Esto se debe a que las fundaciones profundas pueden transferir cargas a capas de suelo más profundas que generalmente son más resistentes, más densos y, por tanto, con menor probabilidad de licuar. También este sistema de fundaciones puede resistir cargas de levantamiento vertical.

La observación de terremotos anteriores ha demostrado que, incluso en áreas de licuación severa, las fundaciones profundas de pilotes han funcionado bien cuando se han fundado en capas de suelo competentes en profundidad. Sin embargo, existen muchos casos en que las fundaciones profundas fueron gravemente dañadas por los movimientos laterales de la superficie del suelo, especialmente por desplazamiento lateral.

Las fundaciones profundas son susceptibles a movimientos laterales y otros efectos relacionados con la licuación del suelo durante un evento sísmico. Los siguientes problemas que afectan a las fundaciones profundas necesitan una cuidadosa evaluación:

- 1)** Perdida de la resistencia lateral de fuste por el incremento de la presión de poros, incluyendo licuación en estratos de suelo susceptibles a sufrirlo.
- 2)** Arrastre causado por reconsolidación posterior a la licuación, y por el asentamiento de estratos competentes situados por encima de estratos licuados.
- 3)** Punzonamiento a través del suelo licuado o ablandado debajo de la punta del pilote, en donde la capa de soporte es de espesor inadecuado.
- 4)** Incremento de la carga axial a partir de la respuesta dinámica de la estructura.
- 5)** Carga lateral y momento proveniente de la respuesta dinámica de la estructura.
- 6)** Interacción suelo-estructura entre pilotes, superestructura y suelo de fundación.

- 7) Pandeo de pilotes esbeltos al interior de estratos de espesor importante de suelo licuado.**

Dentro de la categorización de las fundaciones profundas se pueden distinguir dos tipos predominantes: los pilotes hincados y los preexcavados.

(a) Pilotes hincados

Los pilotes hincados poseen una ventaja significativa sobre otros tipos de pilotes para el diseño sísmico, ya que, el proceso de hinca precarga la punta del pilote dentro del estrato de apoyo, lo cual potencialmente reduce los efectos de arrastre y redistribución de cargas en caso de licuación de estratos de suelo superiores al estrato de apoyo. Estos además tienen el beneficio de densificar suelos sueltos por efecto de la vibración y desplazamiento de partículas durante el hincado, lo cual reduce el riesgo de licuación en zonas cercanas al hincado. Los pilotes hincados más comunes son los siguientes:

1) Pilotes de madera: Son económicos y fáciles de manipular en terreno, están disponibles hasta largos de aproximadamente 15 metros. Tienen limitada capacidad de penetrar estratos intermedios duros.

2) Pilotes de hormigón prefabricado: Son económicos, y pueden fabricarse en una amplia gama de longitudes (hasta aproximadamente 40m para pilotes pretensados), estos además deben ser diseñados para que tengan un comportamiento dúctil frente a movimientos laterales del suelo (situación común en suelos que han licuado y presentan pendiente).

3) Pilotes de acero (perfiles tubulares): Están disponibles en un amplio rango de diámetros y pesos, la punta puede ser abierta o cerrada, son altamente dúctiles (especialmente cuando son rellenos con hormigón), y resisten de buena manera movimientos laterales del suelo.

4) Pilotes de acero (perfiles H): Son más caros que otros tipos de pilotes, pero están disponibles en una gran variedad de tamaños y longitudes (de 6 a 8 metros). Son más adecuados para sitios con estratos muy densos. Estos sin embargo son más susceptibles a pandeo dentro de estratos de suelos licuados, por lo que no son recomendables como solución de pilotaje en sitios con potencialidad a licuar.

(b) Pilotes pre-excavados

Los pilotes preexcavados poseen ciertas ventajas sobre los pilotes hincados, incluida la posibilidad de materializar pilotes de diámetros más grandes, también provee una mayor capacidad de penetrar estratos intermedios duros y proporciona la capacidad de observar y confirmar las propiedades de las distintas capas de suelo durante la construcción.

Por otro lado, los pilotes preexcavados tienen algunas desventajas con respecto a los pilotes hincados para sitios donde se tengan estratos intermedios susceptibles a licuar. Esto debido a que los pilotes preexcavados poseen la mayor parte de su capacidad de carga inicial de la resistencia por fuste, luego, al final de la construcción, la mayor parte del peso de la estructura será transmitido al mecanismo de resistencia por fuste. Sin embargo, una vez ocurrida la licuación de estratos intermedios, se puede perder gran parte de la resistencia por fuste, lo cual resulta en una transferencia de carga significativa a la base del pilote. En consecuencia, en el diseño de este sistema de fundación es relevante considerar la pérdida de capacidad de fuste por efecto de licuación de los estratos intermedios.

Además de los pilotes ya mencionados existen otros sistemas de pilotajes como, por ejemplo, los pilotes en forma de tornillos (screw piles) los cuales son tubos de acero con una o más hélices de acero soldadas a él, estos son útiles a una profundidad de diseño de cota de fundación intermedia (~3-5 metros). La elección de un pilote en particular debe ser determinada por el proyectista, teniendo en consideración las limitantes y beneficios de cada opción.

El diseño estático (o gravitacional) de las fundaciones profundas deberá incluir como mínimo:

- 1)** Modelo geotécnico idealizado del suelo utilizado: Este se deriva de la investigación geotécnica del sitio. La estratificación se puede simplificar a un nivel de detalle práctico con algunos grupos de tipos de suelo similares. Se recomienda que el perfil de suelo debe extenderse a una profundidad de al menos cinco diámetros del pilote proyectado por debajo de la base del pilote. Por ejemplo, si se proyecta un pilote pre-excavados de hormigón armada de diámetro 100 cm a 15 metros de profundidad, el perfil estratigráfico debe estar caracterizado como mínimo 5 metros por debajo de la cota de fundación, es decir, hasta 20 metros.

2) Cálculo de la capacidad de carga axial del pilote: Este se determina como la suma entre la resistencia de la punta (R_b) más la resistencia por fuste de cada estrato (R_{si}).

3) Verificación de asentamientos del pilote.

4) Verificación del hincado: Para pilotes hincados, es necesario considerar si será factible hincar el pilote hasta la profundidad de diseño utilizando el equipo disponible, especialmente donde existen estratos intermedios duros de penetrar.

5) Ensayos de carga: La prueba de carga de pilotes generalmente se lleva a cabo en proyectos importantes para optimizar el diseño preliminar del pilote.

Con respecto al diseño sísmico de las fundaciones profundas deberá incluir como mínimo:

1.1. Evaluación de la capacidad de carga axial y asentamiento: como se ha mencionado los efectos de la generación de presiones de poros, la licuación o el ablandamiento cíclico pueden reducir significativamente la resistencia por fuste de los pilotes, por lo que, la idealización geotécnica debe identificar claramente estos estratos críticos frente a cargas dinámicas. Los sitios sensibles a sufrir desplazamientos laterales u otros tipos de inestabilidad global pueden no ser adecuados para fundaciones profundas o requieran consideraciones adicionales en el diseño.

(a) Al evaluar la capacidad de compresión axial del pilote los valores para la resistencia por fuste deben reducirse para los estratos donde se espera la generación de presión de poros, esta reducción típicamente es proporcional al factor R_u (Boulanger y Brandenburg, 2004). En términos de diseño, se debe considerar que el suelo licuado proporciona una resistencia por fuste equivalente a su resistencia residual no drenada posterior a la licuación (Sur) multiplicada por un factor de adhesión α , de 0.5 a 1.0 (Turner et. Al. 2014). Para los casos en los que hay un estrato de suelo licuable ubicada debajo de la base del pilote, la capacidad de punta final del pilote puede reducirse por una falla debido a punzonamiento del pilote en el estrato licuado.

(b) Los asentamientos deben verificarse en condiciones de servicialidad

y de estado límite último, y asegurarse que se mantengan dentro de los límites tolerables para ambos niveles de diseño. Para los casos en condición de servicio que la carga axial es soportada por completo por el mecanismo de resistencia por fuste los asentamientos deben permanecer pequeños (i.e., menor a 12 mm).

(c) Se debe verificar el pandeo del pilote: en estratigrafías con espesores importantes de suelos potencialmente licuables, estas pueden reducir su resistencia a valores muy bajos una vez licuados y, por lo tanto, pueden ser incapaz de arrostrar lateralmente el pilote. Dicha condición puede desencadenar que ocurra pandeo en pilotes esbeltos.

1.2. Evaluación de la resistencia lateral: donde se tengan estratos de suelo licuado ubicados por encima del estrato de soporte, los pilotes pueden estar sujetos a una carga cinemática significativa debido a la deformación por corte de los estratos licuados. Las deformaciones por flexión de pilotes deben verificarse bajo los desplazamientos estimados de campo libre.

El punteo de verificaciones presentado muestra aspectos mínimos que el consultor debe evaluar o descartar dentro del proyecto de fundación, sin embargo, la anterior lista no es exhaustiva y dependiendo de la particularidad del proyecto que se está ejecutando se deberá evaluar la necesidad de realizar otras verificaciones de diseño. Los métodos de diseño y verificaciones deben realizarse siguiendo normativas nacionales o internacionales, o en su defecto el estado del arte en las materias abordadas.



10. Técnicas para habilitación de terrenos licuables

En términos generales los mecanismos (o principios teóricos) de mitigación de los efectos de licuación se describieron en la sección 9.6. A continuación, se realiza una descripción de los tipos de mejoramiento más utilizados en la práctica nacional: reemplazo y geogrilla, vibro compactación, vibro sustitución (e.g., columnas de grava), compactación dinámica y jet grouting.

↓ Tabla 36: Método de mitigación de los efectos de licuación (NZGS y MBIE, 2009).

Técnica	Descripción	Condiciones del Suelo	Profundidad tratable (m)	Ventajas	Limitaciones
Reemplazo con suelo estabilizado	Excavación de suelos licuables, y reemplazo con suelo estabilizado	Todos los suelos	2-6m	-Si el suelo del sitio es de buena calidad se puede reutilizar. -Alta confianza en el nivel de tratamiento.	-Puede ser necesario sistema de agotamientos y punteras temporales. - Asentamientos de sitio aledaños por agotamiento de napa y flujo de agua. - Vibración y ruido de leve a moderados en la compactación.
Compactación dinámica	Compactación de suelos mediante la caída repetida de una masa de 5-20T con una grúa a una altura fija.	Gravas Arena Arena limosa	2-7m	-Rápido y económico -Amplia experiencia en el extranjero. -Efectividad comprobada en terremotos. -Fácilmente verificable (mediante ensayos de resistencia).	-Alta vibración y ruido, no apto en zonas altamente urbanizadas -Requiere gran espacio libre para operación de la grúa -Se requiere una cancha de prueba para confirmar la efectividad y refinar el diseño - Se recomienda sistemas de monitoreo

Continúa en la siguiente página ➔

Técnica	Descripción	Condiciones del Suelo	Profundidad tratable (m)	Ventajas	Limitaciones
Vibro-compactación	Densificación por vibración con un vibrador en grillas	Gravas arenosas, Arena con bajo contenido de limo.	6-25m+	-Aumento de la resistencia lateral. -Alto nivel de control de calidad. -Puede mejorar grandes profundidades -Eficacia fácilmente comprobable	-Requiere equipo especializado -Vibración moderada, no adecuada cerca de estructuras existentes
--	cuadradas o triangulares	--	--	-Efectividad comprobada en terremotos	-Contención y tratamiento de los sedimentos producidos durante la construcción. - Requiere espacio libre para operación de la grúa
Vibro-sustitución	Construcción de columnas densas utilizando un vibrador en grillas triangulares o cuadradas	Gravas arenosas Arenas Arenas limosas Limos	6-25m+	-Drenaje y aumento de los esfuerzos laterales. -Alto nivel de control de calidad -Amplia experiencia en el extranjero -Efectividad probada en terremotos -Puede tratar a grandes profundidades - Fácilmente verificable	-Requiere equipo especializado -Vibración moderada, no adecuada cerca de estructuras existentes -Contención y tratamiento de los sedimentos producidos durante la construcción. -Espacio para grúa -No es adecuado para suelos que contienen rocas u otras inclusiones grandes.

Continúa en la siguiente página ➔

Técnica	Descripción	Condiciones del Suelo	Profundidad tratable (m)	Ventajas	Limitaciones
Jet grouting	Los chorros de alta velocidad inyectan y mezclan un estabilizador con tierra para formar columnas o paneles	Arenas Arenas limosas Limo	2-25m+	-Baja vibración, puede usarse para tratar el suelo debajo de las estructuras existentes -Adecuado para sitios con suelos cohesivos y sin cohesión intercalados o suelos con alto contenido de finos.	-Se requiere equipo especializado -Elementos de falla frágil (individualmente) -No apto para suelos con rocas u otras inclusiones que puedan enmascarar los chorros. Puede no ser adecuado para suelos con compuestos orgánicos.

10.1. REEMPLAZO DE MATERIAL FUNDANTE E INSTALACIÓN DE GEOGRILLA.

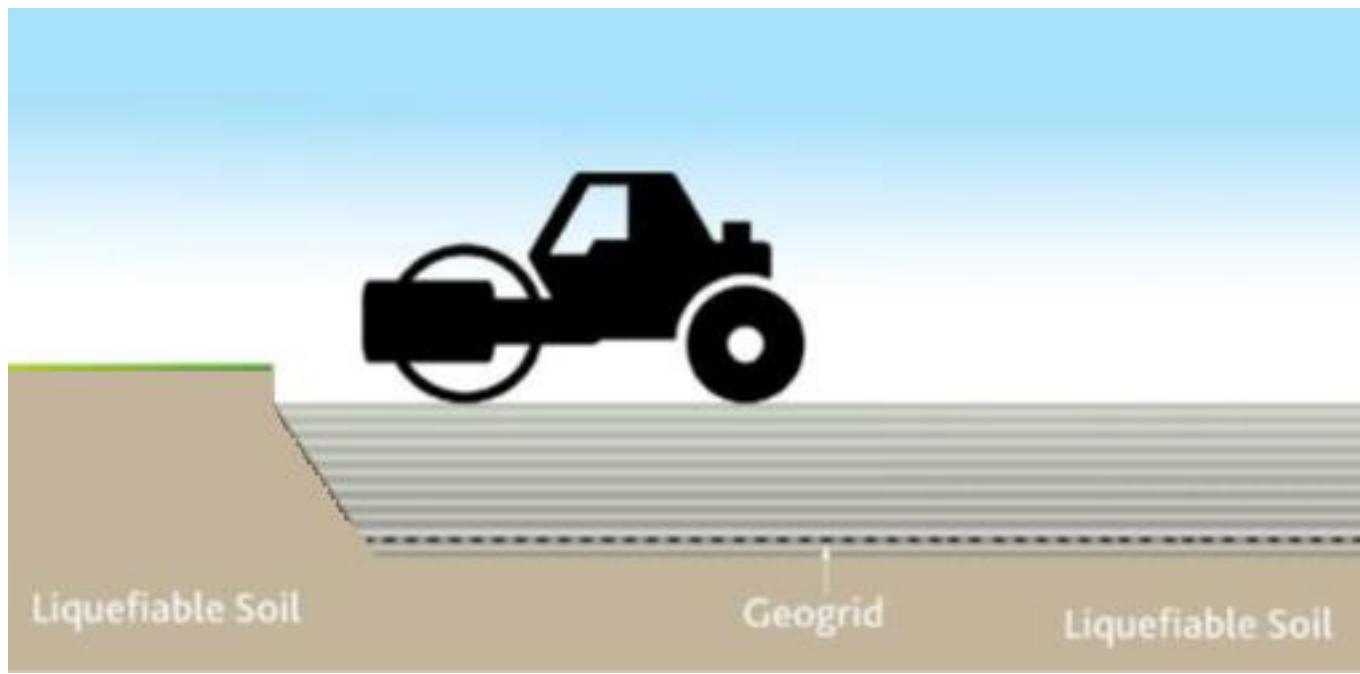
10.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.

Una alternativa viable para la mitigación de los efectos de licuación es el reemplazo del material licuable, esta es una alternativa muy accesible cuando el estrato licuable es más superficial y de espesores pequeños. Es una gran alternativa para construcciones de menor envergadura como casas o viviendas de uno o dos pisos.

El método de reemplazo es más adecuado para áreas con capas licuables poco profundas, dado que generalmente está limitado a la viabilidad de la excavación y de la depresión de la napa freática existente en el sitio. Además, cuando existen estructuras aledañas los costos de la entibación o estabilizado producto de la excavación temporal aumentan los costos totales de la obra y, en consecuencia, se vuelven más viables otras alternativas de mejoramiento.

La técnica consiste en excavar el suelo licuable con un sobreancho y llenar con un suelo compactado de mejores características que el suelo natural. Es una buena práctica utilizar filtros o geotextiles debajo del re-

lleno de reemplazo. Esto facilita la compactación de las capas y previene la migración de finos desde las capas subyacentes debido al efecto de la liberación de las presiones de poro.



↑ Figura 55: Esquema del reemplazo y compactación (NZGS y MBIE, 2009).

Generalmente el reemplazo se realiza con grava o arena bien compactada y clasificada, o mezclas de cemento o algún otro tipo de aditivo. Cuando el material de terreno es adecuado, es posible removerlo y recompactar el mismo material, pero a un espesor, una densidad y humedad optima, las cuales deben ser controladas.

10.1.2. MÉTODO DE DISEÑO.

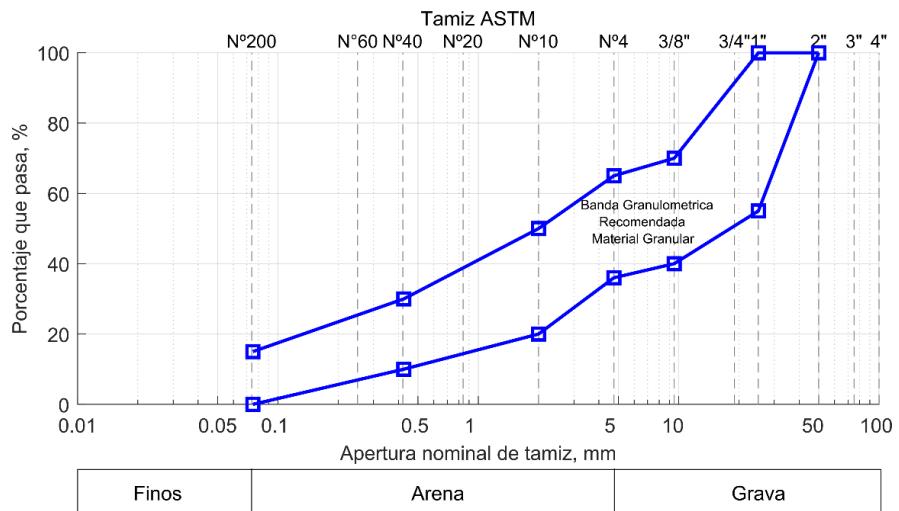
En la metodología de diseño la clave es alcanzar los niveles de compactación óptimos del relleno utilizado, la correcta compactación es importante a la hora de evitar los efectos de licuación.

La compactación del nuevo material debe realizarse con los valores del ensayo Proctor modificado o densidades máxima y mínima, donde el objetivo es alcanzar los valores óptimos de densidad asociados al material utilizado y a su contenido de agua. Típicamente, se recomienda llegar a una compactación del 95% de la densidad máxima compactada seca

(D.M.C.S.) o 80% de la densidad relativa (D.R.), sin embargo, estos grados de compactación deben ser especificados por el especialista geotécnico para las particularidades del proyecto en desarrollo.

Los materiales utilizados como material de relleno para la compactación deben pertenecer a la banda granulométrica recomendada por el manual de carretera (Figura 56).

Figura 56. →
Banda granulométrica recomendada para la compactación.



La geogrilla utilizada en el mejoramiento podrá poseer, como recomendación, las siguientes especificaciones:

- Rigidez secante radial: 0.5% de deformación de 390kN/m (-75kN/m de tolerancia)
- Razón de rigidez radial: 0.8 (-0.15 de tolerancia)
- Eficiencia de la unión: 100% (-10% de tolerancia)
- Ancho de los hexágonos de la malla: 80mm (-4mm de tolerancia)

Será labor del ingeniero geotécnico establecer los requerimientos mínimos de la geogrilla utilizada en el proyecto para mejorar la capacidad soportante del suelo.

10.1.3. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES.

El mejoramiento se debe realizar con un mínimo de 2.0 m de profundidad (debajo del sello de fundación) sobre toda la base (o área de construcción)

de la vivienda más un sobreancho. Se debe generar una base de excavación estable antes del relleno, en caso de que existan áreas blandas los materiales blandos deben retirarse y reemplazarse con material adecuado. La base también puede ser estabilizada con capas de grava o hormigón triturado con un diámetro menor a 150 mm sobre el área blanda para crear la plataforma de trabajo, la parte superior de la capa estabilizadora debe estar por lo menos 1.2 m bajo el sello de fundación.

Si hay presencia de napa freática, se debe proyectar la instalación de sistemas de agotamiento (i.e., bombas) y punteras, más el sistema de cañerías que permita desaguar el área de trabajo.

Se debe realizar la excavación con un sobreancho el cual tiene directa relación con el bulbo de presiones bajo la zapata o sistema de fundación utilizado. La presión de la zapata se distribuye en un ancho mayor que la contemplada en el proyecto original, reduciendo las tensiones que se transmiten al terreno natural, como recomendación se debe considerar un sobre ancho la mitad de la profundidad (2V:1H), con un ancho mínimo de 1.0 metro (ver Figura 57).

Se debe colocar una capa de separación de tela geotextil no tejida debajo y sobre la plataforma para evitar la migración potencial del suelo fino. La parte superior de cualquier capa estabilizadora debe mantenerse a una profundidad de al menos 1.2 m por debajo del nivel de la base. La primera capa se debe colocar con un espesor máximo de 200 mm de relleno y compactar bajo las condiciones requeridas, luego instale 2 capas de geomalla con las especificaciones descritas en la sección anterior, separadas a 200 mm (ver Figura 57). La geomalla debe extenderse completamente de lado a lado en la excavación y debe unirse en las juntas según lo especificado por el fabricante. Antes de colocar el relleno en la parte superior de la geomalla, es importante que la rejilla esté suficientemente tensa para eliminar las arrugas, protuberancias, etc.

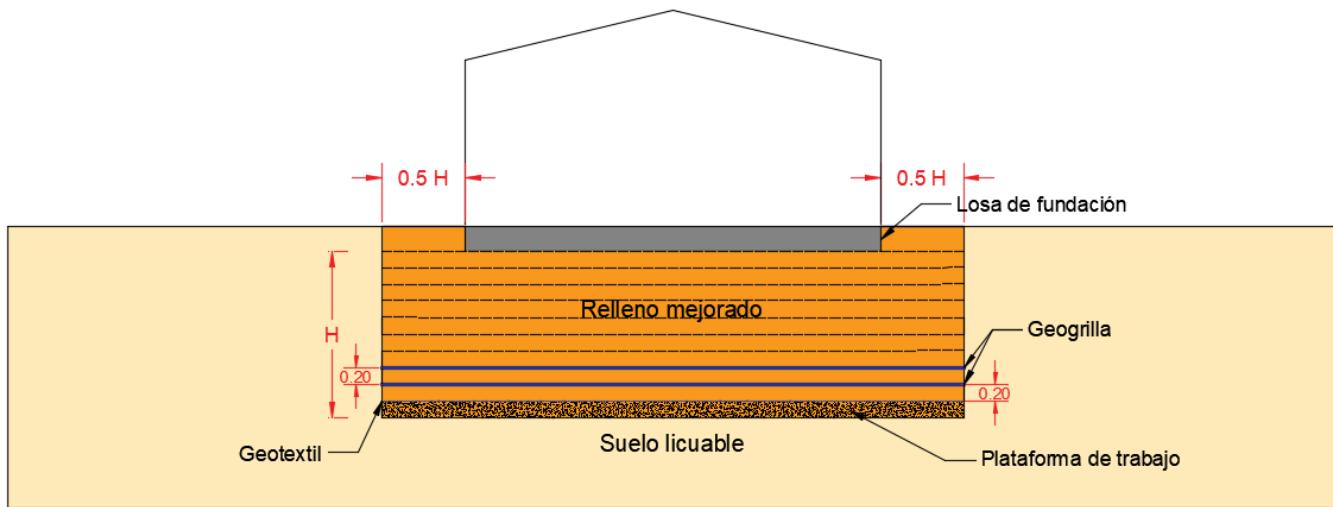
Continúe con el relleno del material con capas que no superen los 200mm de espesor, utilizando la humedad optima según sea necesario para alcanzar las condiciones requeridas por el especialista geotécnico (e.g., 95% de densidad máxima compactada seca o un 80% de densidad relativa).

Se debe ser coherente entre el espesor de capa, esfuerzo aplicado y la energía de compactación empleada, para prevenir deferencia de densidades (o subcompactaciones) en la zona a mejorar. Además, se debe considerar solo un tipo de suelo por capa en la compactación, debido a que todos los suelos se compactan a diferentes niveles, esto causa variaciones en la densidad del suelo lo cual puede generar asentamientos diferenciales de la estructura. Otra causa de la variación de la densidad es la inconsecuencia del contenido de humedad, por lo que se debe lograr el contenido óptimo, conforme a lo especificado por el especialista y lo obtenido del ensayo Proctor, durante los trabajos de compactación y en toda la obra.

Realice controles de compactación a intervalos de 600 mm de forma vertical en el relleno utilizado (o si se proyectan espesores de 200 mm, realizar control de compactación cada tres capas), con una frecuencia mínima de 1 prueba por cada 50 m² de área de mejoramiento o un mínimo de 3 pruebas por intervalo. En la compactación se espera que se llegan a los niveles de peso específico mínimo requeridos independiente del procedimiento de campo utilizado. El control de la densidad en terreno puede realizarse con cono de arena o densímetro nuclear.

Se debe proporcionar la siguiente información una vez terminado el mejoramiento:

- (1) Material utilizado para construir de la plataforma estabilizadora.
- (2) Resultados de laboratorio, contenido de humedad y pruebas de densidad de partículas sólidas del material utilizado como relleno.
- (3) Resultados de las pruebas de compactación del relleno. Los que deben incluir la profundidad y las ubicaciones horizontales en relación con un punto fijo.
- (4) Registros en el Libro de Obra y registro de visita de especialista geotécnico dando visto bueno y recepción a la ejecución y control de la compactación.



↑ Figura 57: Ejemplo de mejoramiento de suelo licuable con reemplazo y geogrilla. Vibro-compactación.

10.1.4. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.

La vibrocompactación o vibroflotación es una técnica de compactación de suelos por vibración, sus principales objetivos es mejorar la capacidad soportante del suelo, disminuir los asentamientos y prevenir el fenómeno de licuación gracias a la densificación de los suelos granulares sueltos. La técnica consiste en una varilla vibratoria que avanza a través del suelo mediante una combinación de agua y aire a altas presiones que ayudan al hincado. Al ir compactando el suelo, dado el reordenamiento de partículas que se produce, es necesario utilizar material como recarga, ya sea del mismo sitio o algún suelo de mejores características.

El suelo se va compactando mediante vibración horizontal de altas frecuencias y de larga duración, estas vibraciones generan una reorganización de las partículas de suelo disminuyendo su índice de vacío y generando una mayor densificación en el estrato. Este método genera poca contaminación acústica y vibratoria en las zonas aledañas, es un procedimiento con una maquinaria simple, lo cual posee corto tiempo de su ejecución.

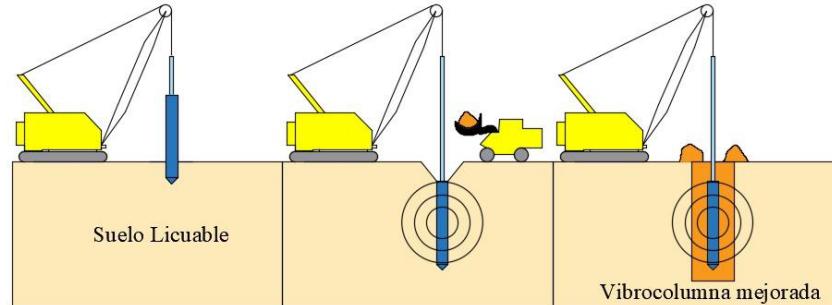
La calidad de la mejora por vibrocompactación depende del tamaño de la partícula y la permeabilidad del suelo. La compactación se genera por la ruptura de la estructura del suelo y su reordenamiento. En suelos saturados se necesita más tiempo para la liberación del exceso de agua, siendo el volumen liberado igual a la compresión del suelo debido a la compactación.

Factores como la permeabilidad del suelo, el tiempo de compactación, facilidad de reorganización de las partículas del suelo y la cohesión influyen en la calidad de la mejora del terreno. Por lo tanto, esta técnica es adecuada principalmente para suelos arenosos.

Para el caso de suelos arcillosos con menor permeabilidad, las partículas se conectan entre sí debido a la cohesión, de modo que el efecto de compactación por vibración a corto plazo es mucho menor.

Debido a la forma de compactar de esta metodología se recomienda utilizarla en suelos con un diámetro de partículas entre 0.2 a 60mm (i.e., arenas y gravas), además para permitir la disipación del exceso de presiones de poro y evitar los efectos de licuación es deseable valores entre 20 a 60mm de diámetro (i.e., gravas). Comúnmente se utiliza en suelos granulares con un contenido de finos menor al 15-20%, dado que a mayor contenido de finos se dificulta la densificación por vibración, típicamente se logran densidades relativas de entre un 75% y un 85% del material.

Figura 58. →
Vibro compactación de suelos



10.1.5. MÉTODO DE DISEÑO.

La vibrocolumna es como se le conoce a la columna unitaria generado por la vibrocompactación, el intervalo entre cada uno de los vibro-columnas se obtiene de la siguiente ecuación:

$$d = a \sqrt{\frac{s}{v}}$$

Donde, "d" es el intervalo del vibrocolumna [m], "a" es la constante de la disposición de los vibrocolumnas (si la disposición es un cuadrado regular $a = 1.0$, y para disposición en triángulos equiláteros $a = 1.075$), "s" es la cantidad necesaria del material de reemplazo por unidad de longitud del suelo original [m^3/m], "v" es la cantidad necesaria del material de reemplazo por unidad de volumen del suelo original [m^3/m^3]. Se aprecia que el efecto de mejora por vibrocompactación sobre el suelo es inversamente proporcional a la distancia, además depende directamente de la disposición de los vibrocolumnas.

La cantidad del material de reemplazo (cantidad de diseño) se basa en la siguiente ecuación:

$$v = \frac{(1+n_1)(e_0-e_1)}{(1+e_0)(1+e_1)}$$

Donde, "v" es la cantidad necesaria del material de reemplazo por unidad de volumen del suelo original [m^3/m^3], " e_0 " es el índice de vacío del suelo original. " e_1 " es el índice de vacío que se quiere lograr con el mejoramiento y " n_1 " valor de corrección por el contenido de finos.

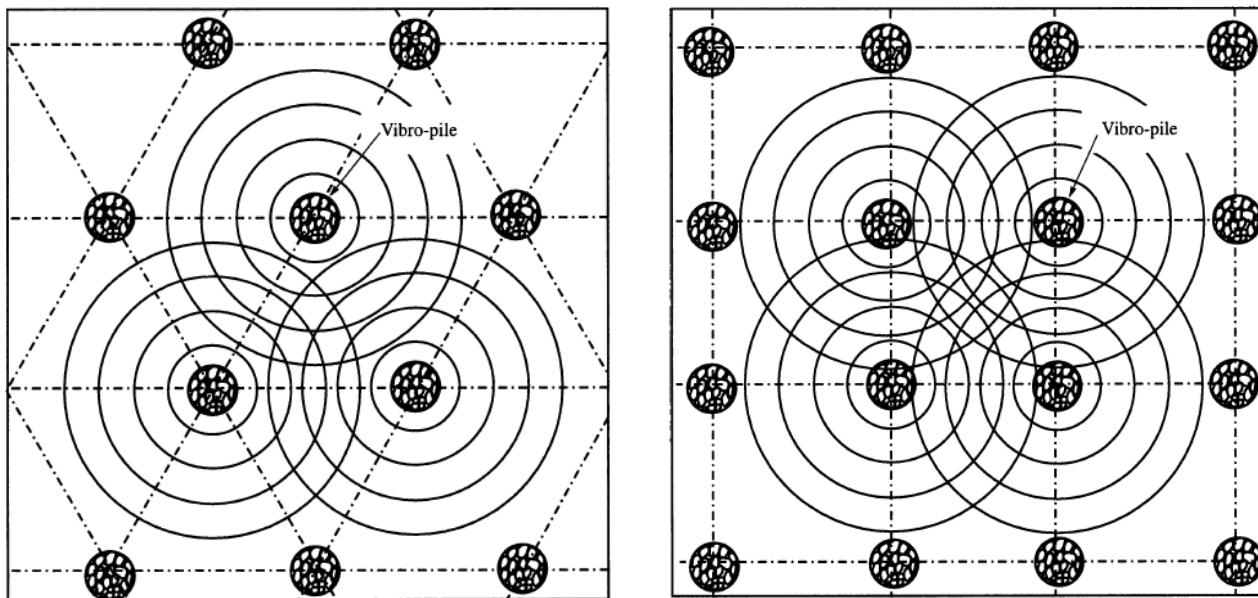


Figura 59: Distribución espacial de los vibro-columnas; izquierda distribución de triángulos equiláteros; derecha distribución de cuadrado regular. (JGS, 1998)

↓ **Tabla 37:** Corrección por contenido de finos (JGS, 1998).

	25 ≥ FC > 20	20 ≥ FC > 15	15 ≥ FC > 10	10 ≥ FC > 5	5 ≥ FC
n1	4.5-3.0	3.0-2.5	2.5-2.0	2.0-1.5	1.5-1.0

La posible cantidad de material de reemplazo depende de las propiedades del suelo del terreno original, la disposición de las vibrocolumnas y el tiempo de compactación. El material de reemplazo se determina haciendo referencia a lo que se quiere mejorar y se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$s = v (1 + n)$$

Donde, “s” es cantidad posible de materiales de reemplazo por unidad de longitud de vibro-columna [m³ / m], “v” es cantidad requerida de materiales de carga por unidad de volumen de suelo original [m³ / m³], y “n” es la razón de incremento por material de reemplazo debido al cambio volumétrico producto de la compactación durante los trabajos de pilotaje.

↓ **Tabla 38:** Razón de incremento del material de reemplazo. (JGS, 1998).

Valor de “N”	≤ 5	6 – 10	11- 15	16 ≥
n	0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0

10.1.6. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES.

El control del trabajo en terreno se realiza controlando y evaluando los efectos de mejora antes, durante y después del trabajo de vibro-columnas.

Se debe realizar una investigación del suelo inicial y controlar el desarrollo del trabajo para que la mejora obtenida sea suficiente con lo que se desea lograr. Se recomienda realizar “canchas de prueba” antes de mejorar la zona, realizando mediciones pre y post mejora. La evaluación

es posible realizarla mediante el número de golpes del ensayo SPT o la resistencia en cono del ensayo CPT. Se recomienda realizar estas evaluaciones en las zonas intermedias de las vibro-columnas (zonas más desfavorables) y no en el mismo sector donde se realizó el mejoramiento dado que se pueden sobreestimar los valores de resistencia global del suelo mejorado.

Para la calidad de la mejora se debe evaluar la importancia de la estructura y los asentamientos tolerables, siempre consensuados con el ingeniero estructural a cargo del proyecto.

▼ **Tabla 39:** Tabla de control de operación para vibro-compactación. (modificado de JGS, 1998).

Valor de “N”	Ítem de control	Detalle de control
Antes del proceso	Calidad de los materiales utilizados.	Análisis granulométrico, ángulo de fricción, etc.
	Verificación o control del equipo	Instrumento para registrar las frecuencias y amplitud de vibración
	Comprobación de máquinas y materiales.	Verificar antes de iniciar el trabajo
	Medir altura de referencia del suelo	Punto de referencia (e.g., control topográfico) para identificar los asentamientos generados por el reordenamiento de partícula
	Confirmar la posición donde se va a mejorar	Instalación de referencia
	Medición del periodo natural del terreno.	Medición de microvibraciones (H/V) del suelo.
Durante el proceso	Confirmar de la profundidad de penetración.	Registro de profundidad de penetración.
	Confirmar de la cantidad de material cargado	Registrar cantidad de suelo añadido
	Confirmar de la cantidad de material transportado	Medición de cantidad en el momento de la transportado a punto de compactación.
	Confirmación de la calidad de los materiales de carga.	Ánálisis granulométrico
	Medir los niveles de vibración producidos en el mejoramiento	Registrar con acelerómetros y ruido ambiente
Después del proceso	Confirmación de la resistencia del suelo entre pilotes (en planta y profundidad)	Placa de carga, SPT, densidad in situ, etc.
	Confirmación de la altura del suelo.	Medir asentamientos producidos.

10.2. VIBRO SUSTITUCIÓN

10.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.

La vibro sustitución posee la misma teoría que la vibro compactación, corresponde a una mejora del suelo mediante técnicas de vibración en el cual adicionalmente se incluye un reemplazo con gravas en el terreno, formando columnas compactas que densifican la zona y aumentan la capacidad de drenaje.

Esta metodología, en contraste con la vibro-compactación, es utilizada para suelos arenosos, finos o cohesivos con baja permeabilidad dado que el terreno es incapaz de densificarse por vibración se utiliza un reemplazo con columnas de grava las que funcionan como drenes que permiten la rápida disipación de la presión de poro inducidas por los terremotos.

Las columnas de grava forman un sistema integrado con el terreno natural, proporcionando una menor compresibilidad y mayor resistencia al corte. La mejora del terreno se consigue inyectando estas columnas de grava hasta estratos más resistentes (estilo pilotes) aunque también pueden quedar flotantes trabajando por fuerzas de roce con el terreno adyacente. Al incluir material más rígido que el suelo circundante, se pueden aumentar la capacidad soportante, se refuerza la resistencia al corte y se disminuyen los asentamientos esperados.

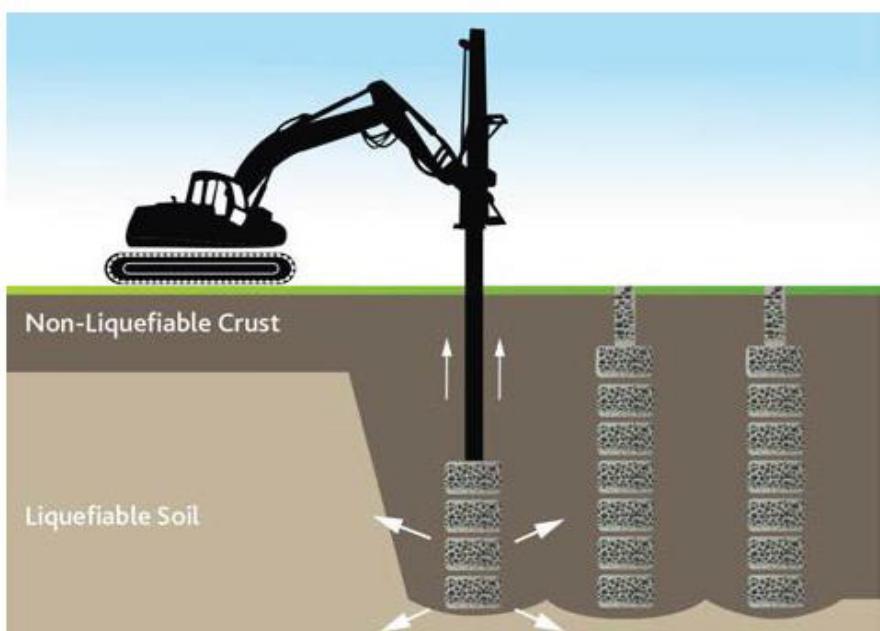


Figura 60. →

Mejoramiento con columnas de grava (NZGS
y MBIE, 2009)

10.2.2. MÉTODO DE DISEÑO

La metodología más utilizada en el mundo para el diseño y análisis de las columnas de grava es la propuesta por Priebe (1995), el cual entrega la disminución de los asentamientos y de la demanda sísmica para los efectos de licuación.

Para el diseño es necesario definir el área de la celda unitaria, el cual representa la zona de influencia de una columna de grava independiente, la cual dependerá de la distribución espacial de las columnas de grava

$$D=1.05*s \text{ , Para distribución triangular}$$

$$D=1.13*s \text{ , Para distribución cuadrada}$$

Donde “ D ” es el diámetro de influencia de la celda unitaria y “ s ” es el espaciamiento entre columnas.

Para obtener el nivel de mejora de los asentamientos después del mejoramiento se utiliza el factor “ n ” definido por Priebe (1995) como:

$$n=S/Sc$$

Donde, “ S ” es el asentamiento del suelo sin mejorar y “ Sc ” es el asentamiento del suelo mejorado.

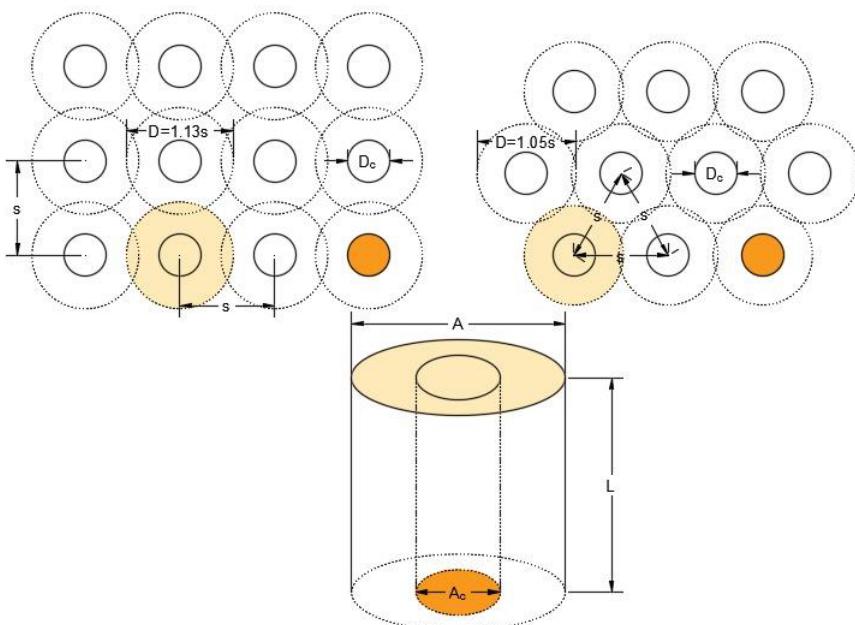


Figura 61: Esquema de celda unitaria para las columnas de grava.

El valor “n” es función del ángulo de fricción de la grava utilizada en la columna y la razón entre el área de la celda unitaria (A) y el área de la columna de grava (Ac). El factor n se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$n = 1 + \frac{Ac}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, Ac, A)}{\tan^2(45^\circ - \frac{\phi_c}{2})f(\mu_s, Ac, A)} - 1 \right]$$

$$f(\mu_s, Ac, A) = \frac{(1-\mu_s)(1-\frac{Ac}{A})}{1-2\mu_s+\frac{Ac}{A}}$$

Donde, ϕ_c es el ángulo de fricción de la grava, μ_s módulo de Poisson del suelo. Considerando un módulo de Poisson igual a $1/3$ se puede obtener el valor “n” de la Figura 62.

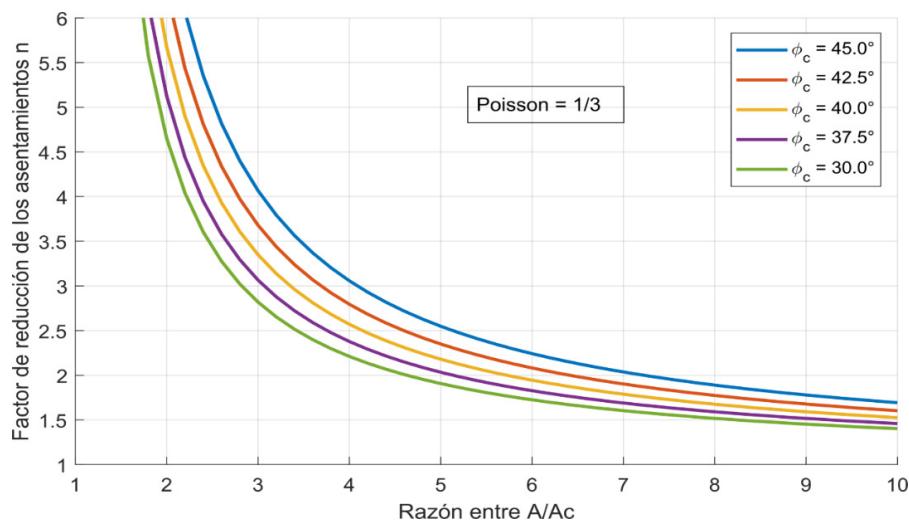
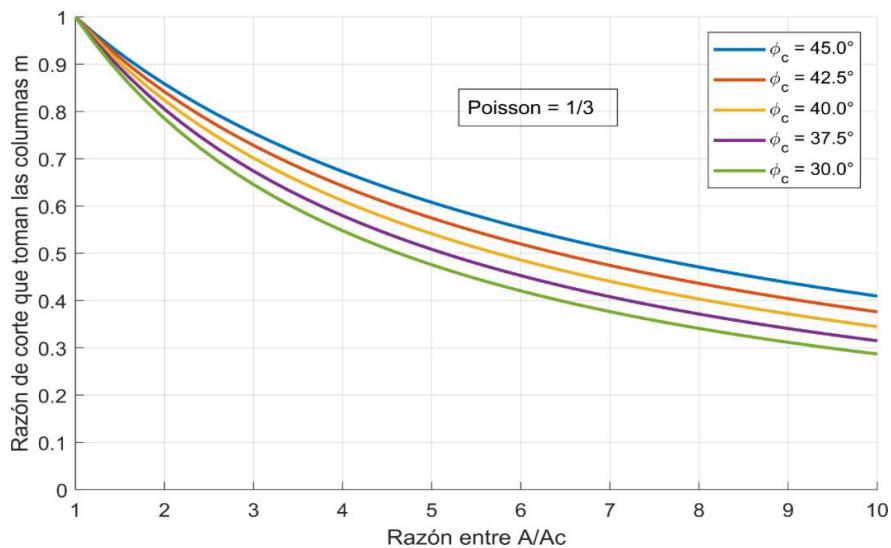


Figura 62. →
Factor de mejora “n” (Priebe, 1995)

Las columnas de grava favorecen la resistencia al corte dado que concentran la mayor parte del corte sísmico producto de que poseen mayor rigidez que el suelo circundante. Adicional a esto los elementos de suelo aledaños funcionan como arriostramientos que restringen las deformaciones. Hay que tener extremo cuidado dado que, si las columnas son muy profundas, no solo están sometidas a corte bajo condiciones sísmicas, sino que también se genera flexión cuya resistencia es muy baja o nula. La porción de esfuerzo de corte “m” que resisten las columnas de gravas se pueden obtener de la Figura 63.



← Figura 63: Factor de razón de corte que toman las columnas "m" (Priebe, 1995).

La resistencia al corte total del sistema viene dada por:

$$\tan(\phi') = m \tan \phi_c + (1 - m) \tan \phi_s$$

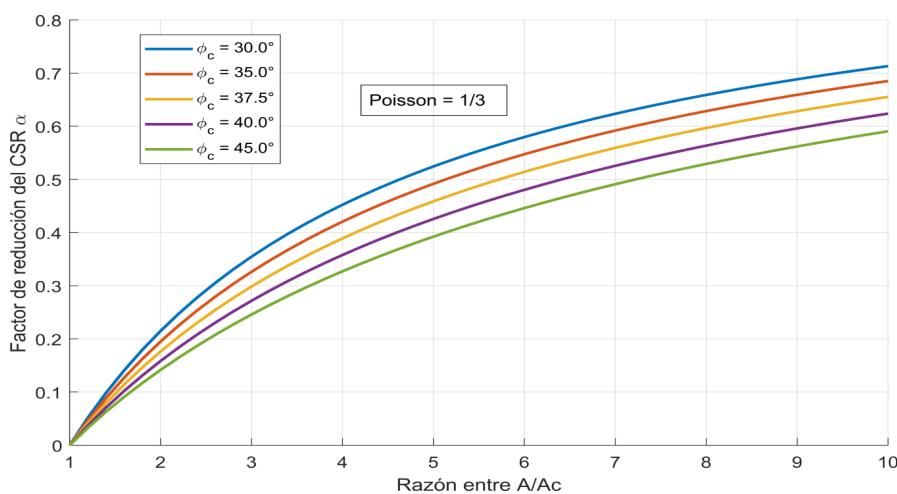
Donde, ϕ_c es el ángulo de fricción de la columna de grava, ϕ_s es el ángulo de fricción del suelo en terreno, m es la razón de corte que toman las columnas de grava y ϕ' es la resistencia a la corte ponderada del sistema.

Las propiedades drenantes de las columnas de grava generan una disminución importante de las presiones de poro, dado que la grava posee mayor permeabilidad que el suelo natural por lo que el agua fluye por las columnas las que funcionan como drenes y disminuyen el exceso de presiones de poro en el sitio mejorado. Hay que tener cuidado en los suelos con altos niveles de finos ya que pequeñas perturbaciones sísmicas pueden generar que material fino fluya hacia las columnas e impermeabilicen el sistema o disminuyan su potencial drenante. En este informe no se abarcará el diseño de las columnas como drenes, pero se debe evaluar utilizando la metodología propuesta por Onoue (1988) basado en Seed y Booker (1977).

La mejora de la resistencia al corte, el aumento de densidad el terreno, disminución de los asentamientos y la disipación de las presiones de poros son mejoras prácticas que disminuyen los efectos de licuación en el sector mejorado. Para cuantificar la mejora de todos estos aspectos Priebe (1995) reduce la demanda cíclica con el factor " α ":

$$\alpha = \frac{p_s}{p} = \frac{1}{n}$$

La disminución del factor CSR debe tratarse con mucho cuidado dado que no se puede comprobar una disminución de la demanda con ensayos in situ, de manera complementaria se recomienda recalcular la resistencia cíclica (CRR) con ensayos SPT o CPT medidos entre medio de las columnas de grava.



En la actualidad existe mucha discusión con respecto a los mecanismos de mitigación de la técnica de columnas de gravas: dos efectos que mitigan los efectos de licuación son controversiales, la literatura actual ha demostrado que la densificación del suelo circundante, producto a las columnas de grava en general en suelos con porcentaje de finos mayores a 15% no se logra de manera adecuada.

Con respecto al aumento de la rigidez del suelo, estudios recientes (Olgun 2010; Rayamajhi et al. 2014) han demostrado que las columnas de grava se deforman tanto en corte como a flexión durante el evento sísmico, esta condición conlleva que no se cumpla la hipótesis de compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la columna de grava y, por tanto, puede existir una sobreestimación en la disminución de la demanda cíclica (CSR). En conclusión, solo persiste en la actualidad el efecto drenante de la columna de grava.

El especialista que proyecta una solución de este tipo debe considerar mínimamente cada uno de los aspectos de diseño y prácticos aquí detallados.

10.2.3. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES

Se debe realizar una buena inspección del terreno donde se emplazarán las columnas de grava, siendo congruente con los valores utilizados en el diseño, cualquier diferencia significativa puede indicar un cambio en la técnica de construcción, un cambio de las propiedades del suelo o un colapso de la perforación de la columna. La extracción del vibrador debe ser lenta y controlada para evitar desmoronamientos.

La aparición de capas de material orgánico no proyectadas en el diseño, deben ser reportada inmediatamente al ingeniero a cargo, dado que causan problema en el rendimiento y la construcción de las columnas. Si se encuentra este material, se debe eliminar del agujero a través de enjuagues adicionales, es decir, la sonda debe dejarse en el agujero en todo momento y se deben aplicar grandes cantidades de agua para ayudar a asegurar la estabilidad del agujero y eliminar los finos y materiales orgánicos. La construcción en suelos blandos debe ser lo más rápido posible. En áreas concentradas con suelos muy blandos, se debe utilizar grava de mayor diámetro.

La construcción de una fuerte base en la columna de grava es importante para asegurar un rendimiento adecuado del sistema, por lo que es deseable un cuidado adicional de la sonda y una compactación adición en las primeras adiciones de grava en el agujero.

Para el diseño de las columnas de grava como drenaje deben diseñarse de modo que la presión máxima de presiones de poro o la razón máxima de presiones de poro sea menor para cada valor permitido a lo largo del estrato. Los valores de presiones de poro permitido comúnmente son obtenidos de ensayos triaxiales cíclicos, y estos deben estar limitados para que no se gatille la licuación en el estrato de suelo.

Se debe controlar los asentamientos producido por la disipación de las presiones de poro, los asentamientos generados deben ser considerados en el diseño de la estructura. Se recomienda utilizar un sistema de relleno superficial que absorba el sistema de deformación.

Un error común es no permitir la disipación de las presiones de poros mediante las columnas de grava construyendo directamente sobre las columnas el sistema de radias o losas de hormigón el cual no permita el drenaje vertical de las columnas hacia la superficie.

El control de calidad del sistema se puede realizar con ensayos SPT o CPT del material natural circundante de las columnas de gravas, además se puede realizar ensayos de placas de carga en una o varias columnas para evaluar las capacidades y mejoras del terreno.

10.3. COMPACTACIÓN DINÁMICA

10.3.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.

La compactación dinámica mejora las capacidades soportantes del suelo y densifica los estratos en profundidad mediante aplicación una serie de esfuerzos dinámicos en superficie, generados por la caída de una masa (W) desde una altura definida (H), esto se realiza con una grúa o algún equipo especial, que cumpla con los estándares de seguridad y capacidad mecánica.

Los pesos de la masa son de 10 a 50 toneladas y la altura de caída libre varía entre 5 a 30 metros, dependiendo de los niveles de mejora y profundidad que se quiere lograr. El número de golpes y espaciamiento se define en el diseño, el cual se aborda en la siguiente sección. Esta metodología es especialmente efectiva en suelos granulares, particularmente si son licuables, sin embargo, también puede ser utilizada en limos y arcillas, pero se debe complementar con drenes que permitan la disipación de las presiones de poro. La ventaja es que permite mejorar estratos licuables de gran espesor, además por ser un equipo sencillo es bastante económico para grandes extensiones y posee una rápida velocidad de ejecución, además es aplicable tanto en suelos con bajo contenido de humedad, saturados o zonas marítimas.

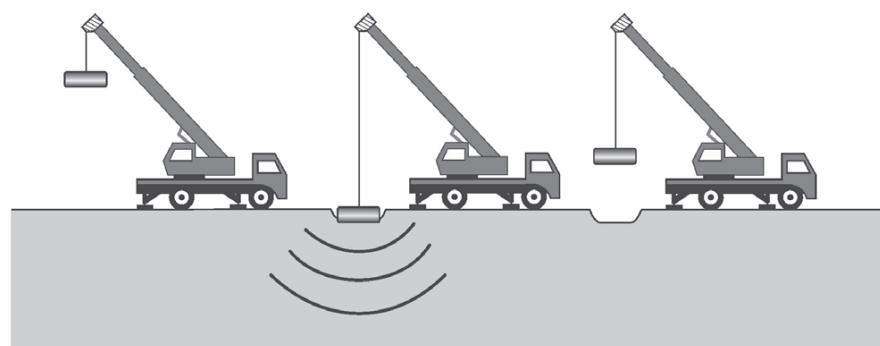
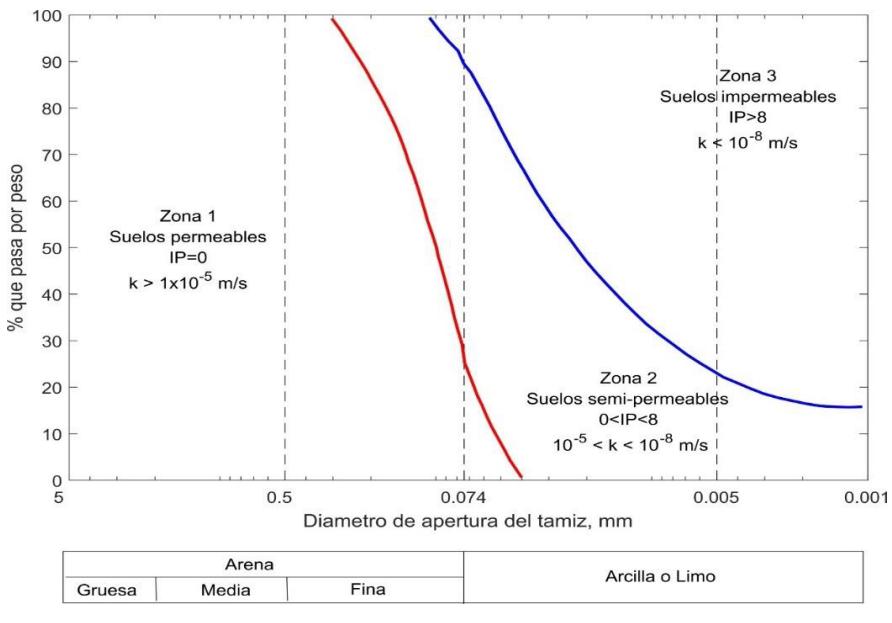


Figura 65. →

Esquema de la compactación dinámica
(NZGS y MBIE, 2009)

Es necesario considerar que esta metodología genera una gran contaminación acústica y vibratoria, lo cual puede afectar a las estructuras aledañas o instalaciones sensibles, además se debe considerar como afecta el impacto de la vibración a la grúa. En este sentido es recomendable considerar un programa de monitoreo y control de estructuras aledañas.

Durante la ejecución de la compactación dinámica se aprecia un efecto inmediato de la reducción de los índices de vacíos del suelo reflejadas en el asentamiento local generado en la zona del impacto. En ciertas ocasiones al generar el impacto dinámico, los suelos sueltos saturados generan un aumento de las presiones de poros lo cual puede llevar a la licuación local, luego se produce una fase de disipación progresiva de las sobrepresiones y una reestructuración del suelo a un estado más denso.



← Figura 66: Tipos de suelo para la compactación dinámica. (Lukas, 1995).

Lukas (1995) recomienda el uso de esta metodología de compactación para suelos con alta permeabilidad y buen drenaje asociado a suelos granulares, es decir, la zona 1 según banda granulométrica de la Figura 66.

La zona 2 corresponde a una zona de transición intermedia entre suelos más favorables y menos favorables para la compactación dinámica, asociados a limos, limos arcillosos y arenas limosas con un rango de permeabilidad entre 10^{-5} y 10^{-8} m/s. Además, Lukas (1995) recomienda priorizar el número de golpes, además de dar un tiempo entre series para permitir la disipación de las presiones de poro.

Los suelos de la zona 3 están asociados a arcillas de baja permeabilidad, donde no se recomienda la compactación dinámica a menos que se reduzca el contenido de agua del depósito, pero en general para arcillas no se puede disipar el exceso de presiones de poro generados durante la compactación dinámica. En algunos casos se ha logrado mejoras en terrenos arcillosos que se encuentran parcialmente saturados, asociados a rellenos muy por encima del nivel freático y con un buen drenaje superficial, esto ocurre cuando las partículas se compactan antes de que los depósitos se saturen por completo, después de la saturación no se logra ninguna mejora adicional independiente de la cantidad de energía aplicada.

10.3.2. MÉTODO DE DISEÑO.

La profundidad de mejora que se obtiene por la compactación dinámica es función de la masa, altura de caída y tipo de suelo.

$$D = n\sqrt{WH}$$

Donde, D = profundidad de mejora (m), W = peso de la masa (toneladas), H = altura de caída (m), n = coeficiente de eficiencia dependiendo del nivel de permeabilidad y tipo de suelo (Tabla 40).

↓ **Tabla 40:** Recomendación de n para distintos tipos de suelo. (Lukas 1995)

Tipo de suelo	Grado de saturación	Valor de n recomendado
Suelos granulares permeables (zona 1)	Alta	0.5
	Baja	0.5-0.6
Suelos semipermeables IP<8 (zona 2)	Alta	0.35-0.4
	Baja	0.4-0.5
Suelos baja permeabilidad con IP>8 (zona 3)	Alta	No recomendable
	Baja	0.35-0.40 ($w < LP$)

La energía promedio necesaria para el mejoramiento durante la compactación dinámica se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$E = \frac{NWHP}{(s)^2}$$

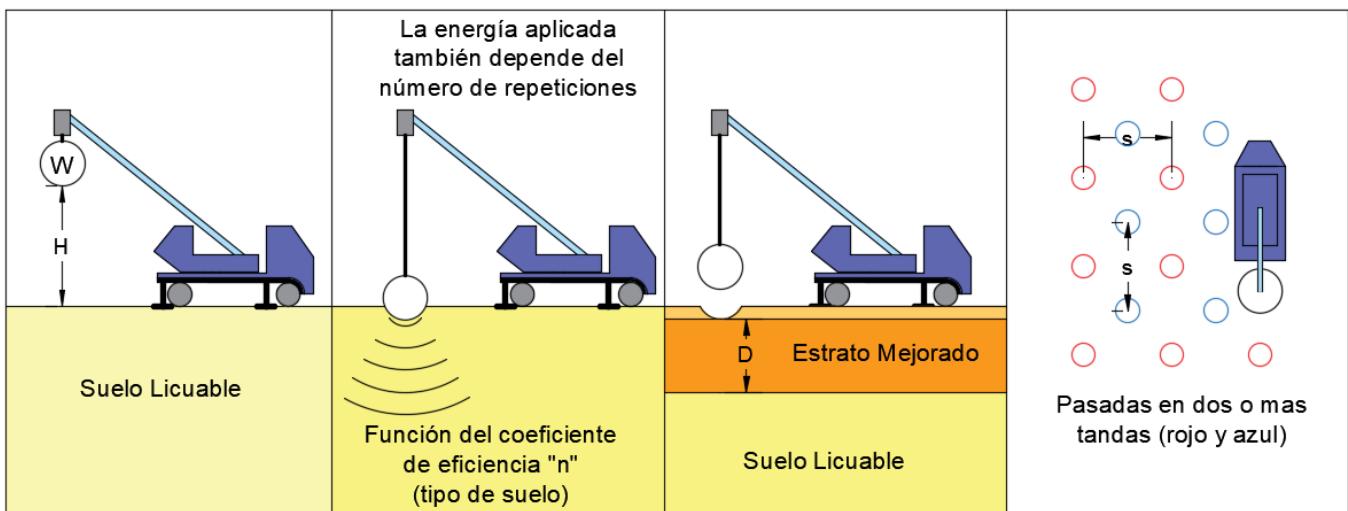
Donde, E es la energía aplicada (toneladas*m), N el numero d golpes, W el peso de la masa utilizada (toneladas), H es la altura de caída de la masa (m), P es el número de pasadas y s la distancia entre golpes.

Con la formula anterior se puede despejar el número de golpes necesario en función de la energía requerida según el tipo de suelo, la energía promedio se obtiene de las recomendaciones realizadas por Lukas 1995, y se debe multiplicar por el espesor de la capa a mejorar.

↓ **Tabla 41:** Energía requerida para la compactación dinámica (Lukas, 1995).

Tipo de suelo	Energía requerida (kJ/m ³)	% Energía Proctor Estándar
Suelos permeables de grano grueso	200-250	33-41
Suelos semipermeables de grano fino o arcillas sobre nivel freático	250-350	41-60
Botaderos	600-1100	100-180

Se recomienda una distancia entre golpes de $s=1.5-2.5$ veces el diámetro de la masa, además es recomendable realizar la compactación en dos o más pasadas, donde la segunda etapa se realiza corrida con respecto al centro de la primera etapa, como se muestra en la Figura 67. Con el aumento en el número de series la repetición de los golpes se reduce gradualmente.



↑ Figura 67: Dibujo explicativo sobre compactación dinámica.

Una consideración importante es evaluar los niveles de vibraciones que genera esta metodología a las estructuras aledañas, esto se mide en función de la velocidad de partícula en los sitios de interés (e.g., viviendas cercanas). Lukas (1995) indica que la velocidad de partícula debe ser inferiores a 13 mm/s para construcciones antiguas y 19mm/s en construcciones modernas para evitar grietas en las paredes, además se generara daño estructural para velocidades de partícula que se aproximen a 50 mm/s.

Para evaluar la velocidad de partícula generado por el ensayo de compactación dinámica Lukas (1995) recomienda el uso de un factor de escala de energía, que se obtiene con la siguiente expresión.

$$\text{Factor de escala de energía} = \frac{\sqrt{E/9.8}}{d_e (m)}$$

Donda, E es la energía aplicada en el ensayo de compactación dinámica (kJ) y d_e es la distancia al sitio que se desea evaluar (m). El factor de energía obtenido se debe ingresar en la Figura 68 y evaluar los posibles daños en función del tipo de suelo.

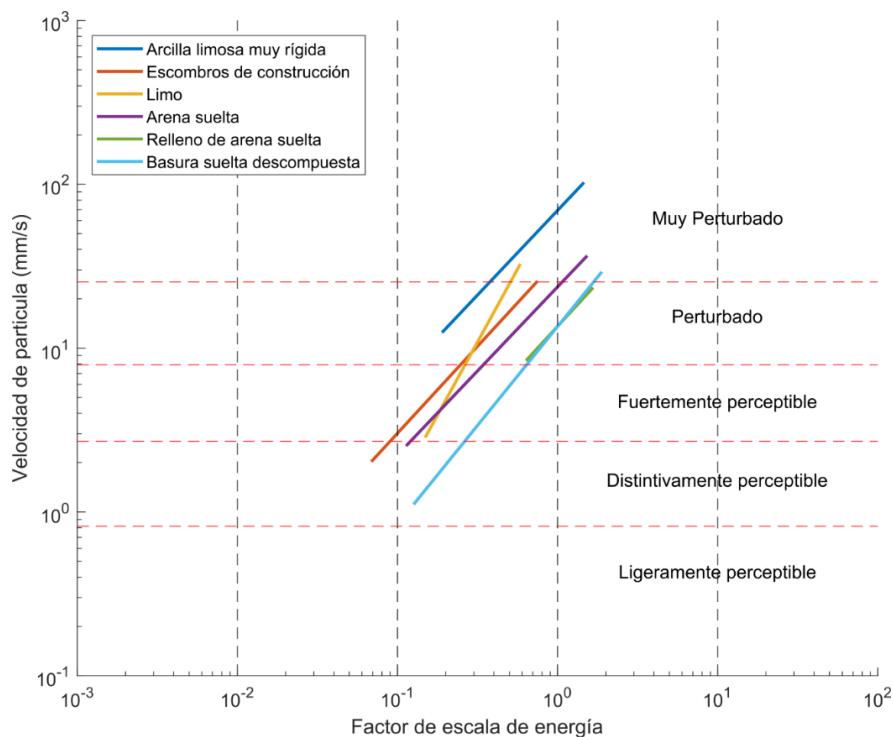


Figura 68: Velocidad de partícula en función del factor de energía (modificado de Lukas, 1995).

10.3.3. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES.

Para llevar a cabo el mejoramiento se utilizan grúas modificadas especialmente para este trabajo. Se debe tener en consideración las fuerzas de impacto producto de la liberación de la carga, reforzando la grúa para un rendimiento eficiente. De forma alternativa se puede optar por trípodes de acero para sostener la masa y así disminuir los esfuerzos generados en la grúa. El golpe produce un cráter de profundidad y un volumen variable en la superficie del suelo. La forma del cráter es de tipo cono, característico de suelos arenosos. Después de la operación de la mejora, el orificio de los golpes se nivea con rellenos controlados y compactados.

Durante el mejoramiento, el control puede realizar con medidores de energía o canchas de pruebas. Se debe realizar ajustes en los niveles de energía, si al momento de realizar las canchas de prueba se requiere mayores niveles de compactación, el control se puede realizar comparando la resistencia a través de ensayos SPT antes y después del mejoramiento en la cancha de prueba. Se debe asegurar que las condiciones del suelo sean idénticas a la zona que requiere mejorar. Las mediciones post mejoramiento deben realizarse en las zonas donde no se realizaron los golpes dado que se puede estar sobre estimando el valor de la resistencia.

Si la compactación dinámica se realiza cerca de instalaciones existentes se pueden minimizar las vibraciones del suelo excavando una zanja de 3.0m aproximadamente alrededor del punto de impacto del sitio. Utilizar una zanja abierta es lo más efectivo, pero por condiciones del proyecto o de seguridad se puede llenar con tierra suelta. El propósito de la zanja es cortar las ondas de Rayleigh y disminuir las vibraciones en las zonas aledañas al mejoramiento.

↓ **Tabla 42:** Proceso de control para la compactación dinámica. (modificado JGS, 1998).

	Ítem de control	Detalles del control
Antes del proceso	Verificar las propiedades y la profundidad del estrato que se requiere mejorar	Ensayo SPT, evaluación del potencial de licuación, Análisis granulométrico, ángulo de fricción, IP etc.
	Verificación capacidad de la grúa	Comprobar la resistencia ante la carga dinámica producida por los impactos
	Verificar las estructuras aledañas	Se debe controlar que las vibraciones producidas por el equipo no dañen las estructuras aledañas
Durante el proceso	Medición de las presiones de poro	Medir el aumento de las presiones de poro y su disipación por el impacto
	Medición de los asentamientos inducidos	Medir el asentamiento de la superficie antes y después de la compactación dinámica
	Verificar las vibraciones generadas	Use un sismógrafo en un terreno adyacente a edificios o sobre servicios públicos enterrados. Compare la velocidad de partícula medida con los valores permisibles por la normativa.
Después del proceso	Validación de las pruebas de campo	La comparación se realiza con los resultados antes, durante (cancha de prueba) y después del trabajo de mejora. Se debe confirmar el logro del objetivo propuesto con ensayos SPT y reevaluar el potencial de licuación.
	Nivelar el terreno	Después de la operación de la mejora, el orificio de los golpes se nivela con rellenos controlados y compactados.

10.4. JET GROUTING

10.4.1. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA.

El Jet Grouting es una tecnología que utiliza la inyección radial de fluidos, a muy altas presiones (generalmente entre 20 - 40 MPa), para erosionar el terreno, sustituyendo parcialmente el material desagregado y mezclándolo con un agente de cementación para formar un nuevo material.

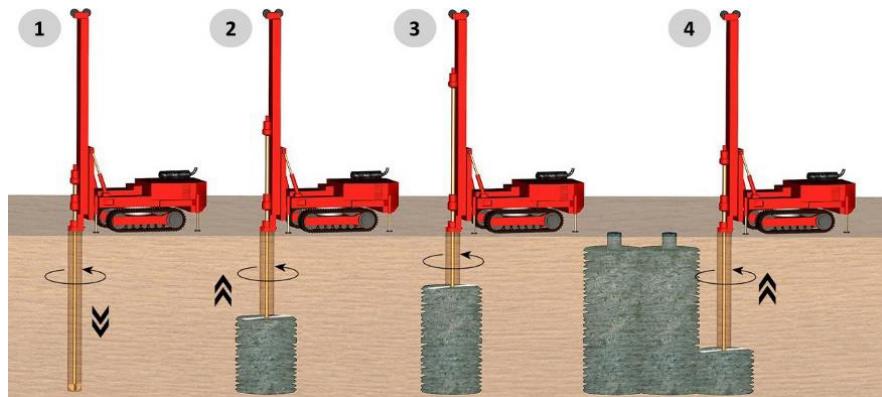


Figura 69: Jet Grouting.

Dependiendo de su aplicación y del tipo de suelo a mejorar, se combinan diferentes tipos de inyecciones mediante el uso de un sistema de fluido único (lechada a presión), doble (lechada rodeada de aire a presión) o triple (agua, aire y lechada a presión). Con este proceso se puede construir muros, columnas o algún término intermedio, con una resistencia y permeabilidad específica.

La construcción de columnas de lechada de chorro implica perforar hasta la base de la columna y luego mezclar una suspensión de cemento en el suelo in situ con chorros giratorios de alta presión que se encuentran justo por encima del cabezal de perforación a medida que la lanza de perforación sale a la superficie.

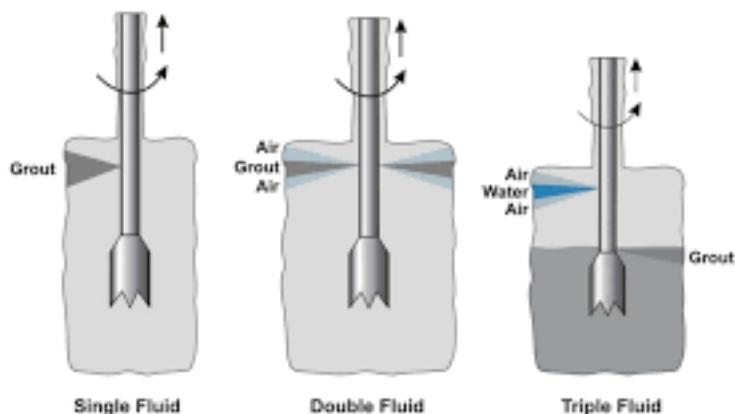


Figura 70: Tipos de inyección de Jet Grouting.

Los procesos de fluido doble y triple son capaces de producir columnas de mayor diámetro, pero generalmente más débiles en comparación con el proceso de fluido único. Son posibles diámetros de columna de hasta 8 m en suelos dispersivos con equipo especializado. Otras ventajas de la inyección de lechada son que el tratamiento puede ser solo para capas específicas y la capacidad de tratar profundidades múltiples en cualquier ubicación.

10.4.2. CONTROL DE OPERACIÓN Y RECOMENDACIONES.

La norma que rige los procedimientos de control tanto en ejecución como en los resultados obtenidos es la EN 12716:2001, donde se detallan los procedimientos de supervisión, ensayos y control que se deben seguir. El control de calidad debe trazar un monitoreo en las etapas de perforación, inyección y resurgencia para cada columna ejecutada. En la perforación se debe controlar la velocidad de avance, la presión de empuje, la inclinación (si amerita el caso), profundidad y tiempo de ejecución.

Durante la ejecución se puede tener un control adicional tomando muestras representativas de la resurgencia y ensayándolas a compresión simple.

Para el control de la resurgencia se debe mantener un control visual del flujo y características del material sobre el retorno de la boca del pozo. Si se observa un comportamiento inesperado durante la ejecución de la resurgencia, se debe revisar los parámetros de inyección. Una reducción inesperada del flujo debe ser investigada y tratada de forma inmediata, ya que puede significar una posible falla del suelo no deseada.

Según con la norma EN 12716:2001 se debe controlar la lechada de inyección, mediante los parámetros de densidad, decantación, viscosidad de Marsh, tiempo de fraguado y ensayos de compresión simple sobre muestras cilíndricas. Todos aspectos deben ser solicitados y contemplados por el especialista geotécnico y provistos por el proveedor técnico.

11. Especificaciones técnicas tipo para edificaciones y obras de urbanización

Las recomendaciones propuestas en este capítulo deberán ser consideradas como una propuesta mínima y general, que podrán ser modificadas o editadas de acuerdo al especialista geotécnico que lleve a cabo el proyecto en desarrollo. Dichas especificaciones técnicas deberán ser específicas para el proyecto en ejecución.

11.1. RECOMENDACIONES PARA EXCAVACIONES.

El contratista o consultor deberá hacer un análisis de estabilidad de talud o simplificado de altura crítica para definir las condiciones de avance en la etapa de excavación. Dada la muy posible inestabilidad del material propenso a licuar se deben proyectar en las cercanías de la línea de edificación cortes de talud que den seguridad a las labores realizadas, en caso de imposibilidad técnicas (i.e., poco espacio en zonas altamente urbanizadas) de realizar cortes de talud se debe considerar un proyecto en entibación para un corte vertical de talud. En ambas situaciones se debe controlar el nivel estático de agua o posibles flujos de agua mediante depresión temporal de la napa o sistemas de drenajes, que aseguren un mejor desempeño de la excavación. En tal sentido, el contratista deberá además asegurar que los trabajos no provoquen disturbios o daños en las obras anexas a la zona del proyecto (e.g., caminos públicos, veredas, viviendas aledañas, entre otros). Será responsabilidad del contratista disponer del personal y/o señalización adecuada para evitar accidentes en el lugar.

Con respecto a la base de la excavación, el escarpe deberá ser una superficie nivelada sin material vegetal ni orgánico. El espesor del escarpe deberá ser especificado por el proyecto de entibación o excavación, y podría ser de máximo uno 40 cm, solo en caso de que se especifique un espesor mayor este se considerara como material inadecuado. El sello de excavación de escarpe debe ser recepcionado por un especialista geotécnico que declaré que cumple con un grado de compacidad mínimo. El sello de excavación debe ser compactado hasta alcanzar como mínimo un 90% de la D.M.C.S (o según la recomendación del especialista geotécnico para las particularidades del suelo que se está trabajando).

Los bordes de las excavaciones deben delimitarse mediante estacas y línea de demarcación, las excavaciones deben realizarse de acuerdo a las cotas y pendientes establecidas en el proyecto. En caso contrario se debe

emitir plano en revisión correspondiente, posterior a la visación de los especialistas. La profundidad de la excavación debe dar cabida a una capa de apoyo de material granular o radier de hormigón.

Las excavaciones deben mantenerse libres de agua durante su realización, en especial durante la preparación del sello de fundación, para ello se deben construir canales, drenes, o cualquier otra obra que permita desviar el agua de la zona de la excavación, en caso de que no fuese posible la construcción de estos elementos, se deben instalar motobombas. Durante el bombeo se debe tener cuidado en no provocar socavaciones en sectores aledaños.

Las excavaciones tanto su diseño como ejecución deben cumplir con todas las recomendaciones establecidas en la normativa nacional (e.g., NCh349 "Construcción - Disposiciones de seguridad en excavación", Manual de Carreteras, entre otras).

11.2. RECOMENDACIONES PARA FUNDACIONES.

Las recomendaciones de diseño han sido planteadas previamente en la sección 9.7 del presente informe, en particular en la sección 9.7.1 para fundaciones superficiales y en la sección 9.7.2 para fundaciones profundas. Con respecto a las recomendaciones constructivas y durante el proceso de edificación es importante recalcar que todo debe comenzar con un plan de pilotaje o de secuencia constructiva en el caso de las fundaciones superficiales. En ambos casos se debe tener especial atención con la dosificación del hormigón, la especificación y detalle de la armadura, además del cumplimiento de la geometría de la sección (i.e., dimensionamiento de la zapata y diámetro del pilote) además del trazado en planta de las fundaciones, lo cual debe ser inspeccionado en terreno. Adicionalmente, en el caso de pilotes se debe especificar con detalle los métodos de excavación y/o hincha, el registro de control de los pilotes previos a llevarlos a terreno y el detalle de cualquier prueba especial que se quiera realizar. Se deben tomar las precauciones necesarias para prevenir cualquier tipo de daño a estructuras y servicios cercanos. El especialista geotécnico encargado del pilote será el encargado de especificar o recomendar cualquier otra acción que le parezca oportuno y necesario para el proyecto.

Con respecto a los pilotes pre-excavados además se debe garantizar tolerancias mínimas del emplazamiento del pilote, estas son: verticalidad (típicamente 1.5% respecto de cualquier plano), posición en planta (e.g., $\pm 0.1D$, donde D corresponde al diámetro del pilote) y profundidad de fundación (e.g., ± 15 cm). El método constructivo a seguir será el especificado por el proyecto, en caso de no especificarse, el contratista debe elegir el método óptimo dadas las condiciones geotécnicas del sitio y las factibilidades económicas. La colocación de las armaduras se realizará según lo establecido en el proyecto, el espaciamiento libre entre armaduras mínima debe ser de 80 mm. El vaciado del hormigón se realizará con Tremie metálico (embudo y tubo metálico de 6") independiente del método seleccionado, el Tremie se mantendrá en todo momento con su punta hundida a lo menos 2m en el hormigón fresco. De acuerdo a las condiciones del proyecto (e.g., pilotes muy largos) se deben realizar pruebas de integridad del pilote, de forma de asegurar que la trasmisión de cargas de la superestructura se realice efectivamente hasta la cota de diseño.

Por otro lado, respecto a los pilotes hincados es importante el detalle de la resistencia de estos y el equipo que se utilizará para la hinca (e.g., martinete). Los pilotes hincados, deberán desarrollar la energía necesaria para cumplir con una tasa no menor de 0.3 cm por golpe. Para el transporte de los pilotes se debe tener especial cuidado en no someterlos a esfuerzos no contemplados, y evitar golpes que puedan causar daño, es decir, que puedan fracturarlo y perjudicar su integridad mecánica. La colocación debe realizarse en estricta conformidad con lo señalado en el proyecto. Durante la hinca se debe tener un registro en donde se anoten los golpes cada 10 cm de penetración, o la penetración cada 10 golpes, esto es especialmente importante en proyecto que se atraviesen suelos potencialmente licuables, pues permite tener registro y control de las zonas de suelos licuables, asegurando llegar a un estrato competente de acuerdo a la resistencia a la penetración del estrato que se está fundando. Además, permite validar el diseño de los pilotes dado los espesores de estratos potencialmente licuables, pudiendo ser necesario aumentar su profundidad de hinca o dejarlas más someros.

Todo lo anterior debe ser revisado y aprobado por el especialista geotécnico u estructural que se lleve a cabo el proyecto de fundaciones.

11.3. RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURAS.

Una de las alternativas de mitigación de los efectos de suelos potencialmente licuables es la de reforzar las estructuras que serán fundados sobre estos suelos para minimizar o prevenir los daños asociados a este fenómeno. En esa línea de diseño es imposible diseñar las medidas correctivas para la servicialidad de la estructura, suponiendo que esta estará sometida a grandes deformaciones debido a la licuación. La estabilidad de una estructura sobre suelos potencialmente licuables debe ser evaluado considerando la ocurrencia del fenómeno, es decir, considerando la disminución de la capacidad de soporte, el aumento de deformaciones, entre otras consideraciones. El método apropiado para reforzar la estructura debe ser seleccionado particularmente para cada proyecto y ajustado en un proceso iterativo entre el ingeniero estructural y geotécnico.

Cuando la estructura esta soportada sobre pilotes, estos podrían tener un desplazamiento horizontal excesivo durante el sismo (que será función del espesor de suelos licuables) que solicitará las vigas de amarre de la fundación. En particular se recomienda como mínimo (1) prevenir la perdida de capacidad de soporte vertical de la fundación, (2) utilizar vigas de fundación rígidas para prevenir asentamientos diferencias, y (3) utilizar pilotes de alta rigidez flexural y/o alta ductilidad (estarán sometidos a altas deformaciones producto de la licuación).

En el caso de estructuras con fundaciones superficiales, la licuación podría producir asentamientos diferencias y también grietas en las zapatas debido a la disminución de la capacidad soportante del suelo de fundación, lo que se recomienda en estos casos es reforzar las zapatas con barras de acero, y entregarle así mayor capacidad. Los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño de una fundación superficial para una vivienda son los siguientes: (1) las zapatas corridas deber ser hechas de hormigón armado. Estas zapatas deben construirse por debajo de paredes exteriores y tabiques, y deben estar conectados entre sí. Las esquinas y puntos de cruce deben ser reforzadas, (2) la altura de la fundación debe ser de por lo menos 50 cm, y (3) la fundación debe ser reforzada en la parte superior e inferior con por lo menos con 2 barras de acero, de diámetro mayor a 12 mm.

La solución de reforzar estructuralmente las viviendas frente a la licuación debe ser analizado y evaluado detalladamente y en mancomunión entre el especialista estructural y geotécnico, pues presenta las ventajas de ser eventualmente más económico que medidas para prevenir el desarrollo

de la licuación y adicionalmente, pueden ser utilizado en estructuras ya existentes. Es importante recalcar que las soluciones propuestas deberán ser particulares de cada proyecto y en acuerdo con el comportamiento geotécnico del suelo de fundación y estructural de las viviendas proyectadas, dando siempre cumplimiento a la normativa nacional (e.g., NCh433) y estado de la práctica internacional.

11.4. RECOMENDACIONES PARA PAVIMENTOS

Con respecto a la subrasante del pavimento, una vez alcanzado se debe verificar que el suelo donde se apoyaran las capas superiores (bases y subbases) tengan una capacidad de soporte apto para fundar, tanto en los sectores en corte como en terraplén. Dada la existencia potencial de suelo licuable bajo la subrasante se recomienda generar una interfaz de transición entre ambos con cemento o algún aditivo de similares características. En general, la penetración en estratos no licuables debe minimizarse siempre que sea posible, ya que pueden formar una zona de debilidad (i.e., de menor energía) que proporciona un camino de liberación para la expulsión de suelo licuado por efecto del aumento de las presiones de poros.

Dada la certeza de existencia de suelos licuables, en todos los casos se recomienda realizar calicatas hasta mínimo un metro bajo la cota de la subrasante, tomando muestras y haciendo controles de densidad de acuerdo a lo indicado por el especialista. La superficie de subrasante terminada debe quedar suave y uniforme en todo su ancho, sin bolones a la vista de dimensiones mayores a 10 cm. Si la exploración geotécnica da cuenta de materiales de muy mala capacidad soportante (no tratados mediante densificación previamente) el especialista deberá considerar profundizar la rasante o hacer un reemplazo y compactación en la zona de la subrasante. Con respecto a los niveles de compactación se deben seguir las recomendaciones del manual de carretera, es decir, en sectores de corte, la subrasante debe compactarse de manera tal que los 30 cm superiores alcance como mínimo el 95% de la D.M.C.S., o el 80% de la densidad relativa. En sectores de terraplén, la compactación en los últimos 50 cm a ambos lados de la plataforma debe ser del 90% de la D.M.C.S., o el 70% de la densidad relativa.

En proyectos donde se han hecho reemplazos y densificaciones masivas previas a los trabajos de pavimentación y, se requieran excavaciones, se debe tener cuidado de realizar las mínimas perturbaciones de los materiales circundantes. Lo anterior podría soltar el material densificado pre-

viamente, volviendo a situarlo en una condición localmente licuable. El relleno granular se debe colocar en capas no superior a 200 mm de espesor, eventualmente se podrá adicionar un mínimo de 3% de cemento en peso y, los materiales se deben compactar de tal manera que se logre una superficie densa tan compacta como el suelo mejorado original.

Adicionalmente la subbase para pavimentos rígidos y flexibles debe ajustarse a los requerimientos del Manual de carretera: la elaboración de la subbase debe realizarse en plantas procesadoras fijas o móviles, que aseguren un material que cumpla los requisitos establecidos. Luego de colocado el material, se debe compactar por medio de rodillos del tipo vibratorio, para después terminar con rodillos lisos o neumáticos. El rodillo debe marchar de manera gradual desde el punto bajo de los costados hasta el centro. Se debe compactar hasta lo indicado por el especialista geotécnico o afín. En sitios donde el ancho sea inaccesible para los equipos antes mencionados, se deberá compactar con pisones mecánicos manuales u otros equipos.

Similarmente para base granulares se debe ajustar a los requerimientos del Manual de Carretera, la colocación del material debe realizarse en capas de espesor compactado no superior a 200 mm, este se debe extender por toda la plataforma del camino. Se deben cumplir con las especificaciones de compactación, de perfiladura y variaciones de cotas indicadas por el especialista geotécnico o afín.

En el caso de pavimentos un método para mitigar los efectos que provoca la licuación de suelos es la construcción de drenajes, pues permiten mejorar la tasa de disipación de las presiones de poros y, en consecuencia, reducan la probabilidad de licuar. Los materiales más comunes para tales diseños son grava y arena. Una de las principales ventajas de los drenajes de este tipo es que inducen presiones de suelo horizontales relativamente pequeñas, por lo que son adecuados cuando existan estructuras sensibles cercanas. En el diseño del drenaje, es necesario seleccionar un material adecuado que tenga un coeficiente de permeabilidad sustancialmente mayor que los suelos in situ.

11.5. RECOMENDACIONES PARA TRAZADO DE INSTALACIONES

Existen diversos tipos de estructuras subterráneas destinadas a instalaciones de servicios básicos como: energéticos, eléctrico, gas, teleco-

municaciones, sanitarias, entre otros. Este tipo de estructuras generalmente han sufrido muchos tipos de daños durante eventos sísmicos, especialmente en los sitios donde se ha manifestado licuación. Estos daños pueden ser especialmente riesgosos y severos cuando se trata de instalaciones críticas, como hospitales o cuarteles de bomberos. Los principales daños que se reportan en esos casos son: desprendimiento de juntas, flexión en las tuberías, roturas, entre otros. Por otro lado, las estructuras ligeras como las alcantarillas tienden a aflorar a la superficie, y los postes de energía eléctrica a menudo se asientan o inclinan debido a la licuación.

Todos los daños y/o situaciones antes mencionadas tiene relación con el nivel de deformación que induce el suelo licuado sobre las estructuras, por ejemplo, por el desplazamiento lateral del suelo licuado. Tuberías debajo del suelo son altamente susceptibles a doblarse o extenderse debido a los asentamientos del suelo inducidos por la licuación durante o luego del evento sísmico. Es probable que los tanques o conductos enterrados se levanten debido al exceso de presión de poros, que busca liberar presión hacia la superficie. Para evitar dichos problemas, normalmente se utilizan juntas flexibles para absorber grandes asentamientos del suelo, también se emplean pilotes para tuberías enterradas.

A continuación, se presenta una tabla con medidas correctivas para estructuras subterráneas contra daños ocasionados por la licuación:

↓ **Tabla 43:** Medidas para estructuras subterráneas (Modificado JGS, 1998)

Medida correctiva	Objetivo
Tablestacas (zona 1)	Impedir la inestabilidad evitando la afluencia de presión de poros y/o suelo licuado
Pilotes	Evitar el desplazamiento horizontal, asentamiento e inestabilidad.
Pilotes y peso muerto	Restringir la inestabilidad, asentamiento y movimiento lateral, utilizando bolsas de arena
Anclajes	Evitar flotación
Juntas	Construir estructuras flexibles que soporten las grandes deformaciones del suelo inducida por licuación

11.6. RECOMENDACIONES PARA OBRAS DE HABILITACIÓN Y URBANIZACIÓN

11.6.1. RECOMENDACIONES PARA MUROS DE CONTENCIÓN

Estas estructuras se vuelven inestables debido al aumento de la presión activa del suelo y la diminución de la presión pasiva, principalmente ocasionada por la movilización del suelo licuado a espaldas del muro de contención. Adicionalmente, se debe evaluar la eventual pérdida de capacidad soportante producto de la licuación del suelo. Dadas las situaciones anteriores es necesarios evaluar las cargas sísmicas en condiciones de suelo licuado verificando estabilidad al volcamiento, deslizamiento y capacidad soportante.

11.6.2. RECOMENDACIONES PARA TERRAPLENES

Los terraplenes están afecto a sufrir asentamiento o deslizamiento producto a la disminución de la resistencia al corte provocado por la licuación, para evitar aquello es posible utilizar tablestacas o muros de contención temporales para evitar el deslizamiento del terraplén. La necesidad o no de hacer estas consideraciones debe ser tomada por el especialista geotécnico que lleve a cabo el proyecto.

11.6.3. RECOMENDACIONES PARA PROTECCIÓN DE TALUD

Los taludes, al igual que muros y terraplenes, están susceptibles a sufrir deslizamientos laterales producto del suelo licuado. En tales condiciones de debe adoptar algunas de las medidas antes expuestas (e.g., cortes suaves, entibaciones, muros de contención) y que sean factibles técnicamente de ejecutar en terreno. La necesidad o no de hacer estas consideraciones debe ser tomada por el especialista geotécnico que lleve a cabo el proyecto.



12. Guía práctica para los revisores, projectistas y evaluadores de terreno

A continuación, se presenta una guía práctica para el desarrollo de proyecto en zonas licuables.

ANTECEDENTES PROYECTO			
Nombre del proyecto			
Evaluado			
Ubicación			
Dirección			
Comuna			
Región			
Latitud (°), Longitud (°)			
Descripción			
Superficie del terreno (en m2)			
Tipo de construcción			
Superficie de construcción (en m2)			
INDICADORES PRELIMINARES DE POTENCIAL A LICUAR			
Geomorfología			
Evidencia histórica de licuación (S/N)			
Frecuencia predominante (f0, Hz)	¿Es > 0.8Hz? (S/N)		
PROSPECCIONES GEOTECNICAS			
	Calicata	Sondaje	CPT
Cantidad			
Profundidad máxima de explora. (Z, m)			
Fecha de exploración			
Principales suelos encontrado (USCS)			
Detección de nivel freático (S/N)			
Profundidad nivel freático (Zw, m)			
Fecha de medición nivel freático			
Energía Aplicada (%)			
Uso de Liner (S/N)			
Diámetro utilizado (barra o cono)			
Extracción de muestra inalterada			
Profundidad muestra inalterada (m)			
Comentarios/Observaciones			

PROSPECCIONES GEOFISICAS			
Técnica utilizada			
Rango de validez curva de dispersión (Hz)	fmin:	fmax:	
Profundidad máxima explorada (Hmax, m)		Hmax ≥ 0.5*λmin	
¿Hmax > 30 m? (S/N)		Si Hmax<30 -> rehacer medición	
¿Hay estratos de Vs >300 m/s? (S/N)		Si Vs>300 -> baja prob de licuar	
¿A qué profundidad Vs > 300 m/s? (m)		Si Vs>300 -> baja prob de licuar	
Amplitud (A0)			
¿Es una curva confiable? (S/N)		según criterio SESAME	
¿Peak claro? (S/N)		según criterio SESAME	
CRITERIOS DE SUSCEPTIBILIDAD			
Los criterios de susceptibilidad deben ser analizados para cada uno de los estratos en profundidad. Agregar en esta sección propiedades del estrato crítico, es decir, estrato susceptible a licuar de mayor espesor y más próximo a la superficie.			
¿Hay estratos suscep? a licuar? (S/N)			
Si no son susceptibles se recomienda analizar la sensitividad del material y verificar comportamiento frente al fenómeno de ablandamiento cíclico. Si es potencialmente licuable, se debe seguir con la evaluación de esta guía			
Espesor de estrato licuable (m)			
Clasificación USCS			
Densidad natural			
Humedad natural, wc (%)			
Contenido de Fino, FC (%)			
Límite Líquido, LL (%)			
Límite Plástico, LP (%)			
Índice de Plasticidad, IP (%)			
Peso específico, Gs			
APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE SUSCEPTIBILIDAD			
wc > 0.80LL (S/N)		Revisar meto. S03	
LL < 37 y IP < 12 (S/N)		Revisar meto. S03	
wc/LL > 0.85 y IP < 12 (S/N)		Revisar meto. BS06	
FC < 20 y IP < 7 (S/N)		Revisar meto. AM16	
Si alguna metodología es afirmativa, evaluar potencial de licuación con correlaciones semiempírica			
Si las afirmaciones son negativas, obtener resistencia cíclica con ensayo triaxial cíclico			

Continúa en la siguiente página ➔

EVALUACIÓN DE LICUACIÓN CON BASE EN CORRELACIONES SEMIEMPIRICAS

Definir sismo de diseño (preferentemente mediante un estudio de peligro sísmico, caso contrario definir mediante antecedentes históricos: sismos pasados, o intensidades en estaciones de estructura geotécnica similar)

Magnitud de diseño, Mw	
Aceleración máxima del suelo, PGA (g)	
Velocidad máxima del suelo, PGV (m/s)	
Periodo de retorno de diseño	

POTENCIAL DE LICUACIÓN POR CORRELACIONES SEMIEMPIRICAS

Estrato critico 1

Metodología para evaluar licuación	Y01	BI14	C18
Estrato crítico (Desde-Hasta, m)			
Resistencia cíclica (CRR)			
Demanda cíclica (CSR)			
Factor de seguridad a la licuación (FSL)			

Estrato critico 2

Metodología para evaluar licuación	Y01	BI14	C18
Estrato crítico (Desde-Hasta, m)			
Resistencia cíclica (CRR)			
Demanda cíclica (CSR)			
Factor de seguridad a la licuación (FSL)			

Estrato critico 3

Metodología para evaluar licuación	Y01	BI14	C18
Estrato crítico (Desde-Hasta, m)			
Resistencia cíclica (CRR)			
Demanda cíclica (CSR)			
Factor de seguridad a la licuación (FSL)			

Nota: Puede existir más de un estrato crítico. De forma referencial se dejan tres casillas de análisis. Las metodologías de análisis corresponden: Y01 = Youd et al. 2001; BI14 = Boulanger e Idriss 2014; C18 = Cetin et al. 2018; ver más detalles en sección 3

POTENCIAL DE LICUACIÓN POR ENSAYO DE LABORATORIO

Se ejecuto triaxial cíclico (S/N)	
Número de muestras ensayadas	
Resistencia al corte del triaxial cíclico	

Cálculo de los asentamientos

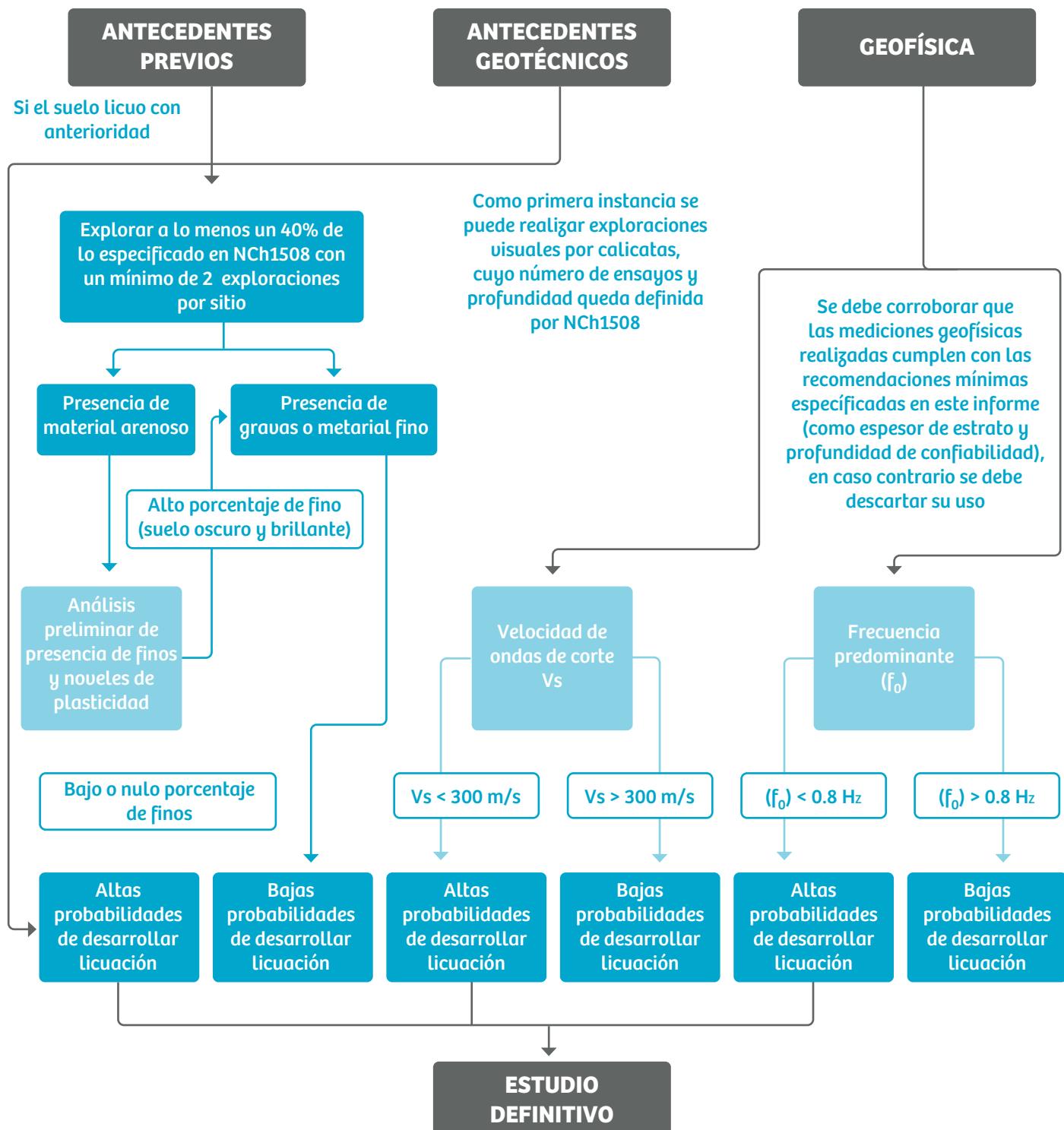
Metodología para los asentamientos	IY92	Ce09	BM17
Asentamientos volumétricos estrato 1 S1(cm)			
Asentamientos volumétricos estrato 2 S2(cm)			
Asentamientos volumétricos estrato 3 S3(cm)			

Las metodologías de análisis corresponden: IY92 = Ishihara y Yoshimine 1992; Ce09 = Cetin et al. 2009; BM17 = Bray y Macedo 2017; ver más detalles en sección 6.3

Continúa en la siguiente página ➔

INDICES DE SEVERIDAD		
Asentamientos volumétricos totales, S(cm)		Sin daños S = 0 Daños aceptables S <5 Niveles bajos de daños 5<S<10 Niveles medios de daños 10<S<30 Niveles altos de daños S>30
Nota: La relación entre daños y asentamientos es obtenida de Ishihara y Yoshimine 1992; el diseño estructural debe considerar de forma adicional los efectos dinámicos producto de las deformaciones de corte generadas por la estructura.		
LPI		Muy bajo potencial de licuación $0 < LPI < 2$ Moderado potencial de licuación $2 < LPI < 5$ Alto potencial de licuación $5 < LPI < 15$ Muy alto potencial de licuación $LPI > 15$
LPlish		
Nota: Los indicadores LPI son función del factor de seguridad a la licuación; El indicador LPI fue propuesto por Iwasaki et al. (1978) y modificado por Sonmez (2003); Maurer et al. (2015) modifica el indicador LPI para considerar la influencia de los estratos no licuables (LPlish). Ambos se miden con el mismo rango de potencial de licuación.		
LSN		Poca o nula manifestación de licuación $LSN < 20$ Moderada manifestación de licuación $20 < LSN < 40$ Alta manifestación de licuación $40 < LSN$
LSNish		
Nota: Los indicadores LSN son función de las deformaciones; El indicador LSN fue propuesto por Van Ballegooy et al. (2014); Upadhyaya (2019) modifica el indicador LSN para considerar la influencia de los estratos no licuables (LSNish). Ambos se miden con el mismo rango de manifestación en superficie.		
MITIGACIÓN DE LA LICUACIÓN		
La selección del método de mitigación debe ser en función de los antecedentes previamente recopilados: espesor de estratos licuables, niveles de LSN, costos, entre otros.		
Método seleccionado		
Profundidad de mejoramiento, m		
Especificaciones técnicas breves del mejoramiento		
CONCLUSIONES		
Detallar recomendaciones y conclusiones finales del proyecto considerando la factibilidad técnica y económica de su realización		

13. Procedimiento resumido de evaluación para la compra de terrenos



↑ Figura 71: Evaluación preliminar de la licuación para la compra de terrenos.

El esquema presentado en la Figura 71 muestra las actividades a desarrollar para la identificación temprana de un suelo potencialmente licuable, esto en el contexto de entregar las herramientas necesarias para la compra de un terreno. A continuación, se entrega un listado secuencial de pasos a seguir a la hora de la evaluación de compra de terrenos:

(1) De manera preliminar se debe realizar una recolección de los antecedentes del terreno, incluyendo geomorfología y evidencia histórica de ocurrencia de licuación. Se recomienda la medición de frecuencia predominante (f_0) en el terreno propuesto (a lo menos 3). Inicialmente $f_0 > 0.8\text{Hz}$ es una característica de sitios con baja probabilidad que licuen.

(2) Como recomendación se puede efectuar por lo menos un 40% de las exploraciones especificadas en la normativa NCh1508 con un mínimo de 2 exploraciones superficiales por sitio, procurando explorar por debajo del sello de fundación proyectado de la estructura. A modo de ejemplo, si la norma contempla realizar 4 calicatas, se recomienda la ejecución de a lo menos dos que permitan dar características de los suelos de fundación, las ubicaciones deben ser tendientes a caracterizar la mayor superficie del terreno. Se debe realizar una inspección visual del suelo, procurando identificar la presencia de material arenoso, su plasticidad (suelos más plásticos son menos susceptibles a licuar) y detectar rellenos no controlados. Si el suelo es de tipo grava o fino, existen bajas probabilidades de licuación.

De forma preliminar se recomienda realizar prospecciones geofísicas, en particular realizar una estimación del perfil de velocidad de ondas de corte. Se espera que los estratos con velocidad de onda de corte menores a 300m/s o frecuencia predominante menores a 0.8 Hz (con peak claro según criterio SESAME), exista una alta probabilidad de ser suelos blandos con tendencia a desarrollar la licuación. Se destaca que esta metodología no descarta el potencial de licuación por lo que se debe llevar a cabo un estudio en profundidad con los ensayos SPT o CPT

(3) En caso de visualizar material arenoso en estado suelto y de nula plasticidad o detectar valores de $V_s < 300\text{m/s}$ o $f_0 < 0.8\text{ Hz}$, es recomendable realizar ensayos SPT o CPT para descartar el desarrollo de la licuación, los que deben contemplar las recomendaciones descritas con anterioridad, posterior a esto se puede identificar el potencial de licuación con los

criterios de susceptibilidad. La profundidad de exploración será función de la estructura proyecta; en viviendas de hasta dos pisos se recomiendan prospecciones de mínimo 10 metros de profundidad, mientras que en edificios se recomienda una profundidad mínima de exploración de 30 metros.

Todo lo descrito en esta sección es de manera preliminar para la compra de terrenos enfocados a proyectos SERVIU, el correcto descarte del potencial de licuación debe realizarse con los ensayos y metodologías descritas en las secciones anteriores.

El ingeniero a cargo debe considerar las particularidades de cada proyecto que se está analizando, agregando en el análisis los costos particulares asociados a la habilitación del suelo potencialmente licuable.

14. Evaluación de costos

Con la finalidad de evaluar y comparar los costos asociados a las técnicas de habilitación de suelos detalladas en la sección anterior se desarrollan diseños de solución y presupuestos económicos para dos tipologías de proyecto tipo. En la presente sección se abordarán los siguientes métodos de habilitación de terreno:

- Reemplazo, compactación y geogrilla
- Columnas de grava
- Compactación dinámica.
- Pilotes CFA

Para evaluar la alternativa más factible económico, se utilizan en particular dos tipologías de proyectos, los cuales han sido proporcionados por el MINVU:

- Una vivienda unifamiliar de dos pisos con una dimensión en planta de 6.34 metros de ancho y 4.34 metros de largo.
- Block habitacional de 6 pisos de 24.5 metros de ancho y 10.9 metros de largo.

Para fines de diseño y cuantificación monetaria de la solución de mejoramiento de suelo se ha utilizado la estratigrafía del ejemplo que se ha estudiado en la sección 6.5. Para mayores detalles se recomienda revisar dicha sección.

Los precios unitarios fueron proporcionados por MINVU y de acuerdo a antecedentes comerciales de las soluciones diseñadas. Es importante establecer que el análisis económico y técnico de la solución presentada es particular para las condiciones del sitio estudiado, tanto estratigráficas como de demanda sísmica sitio específica. Esta última condición revela la importancia de la recopilación de los antecedentes propios de cada proyecto y del diseño particular para cada caso (i.e., estratigrafía espacial del sitio, rigideces, resistencia al corte). En consecuencia, los costos finales dependerán de la ubicación del proyecto, dimensión de las estructuras proyectadas, las condiciones del terreno, la cantidad de estructuras cotizadas, entre otras condiciones que el evaluador deberá considerar.

Para este estudio económico se asume un proyecto social habitacional consistente de 75 viviendas sociales, donde se considera el valor unitario por vivienda o block habitacional. En consecuencia, los costos deben ser analizados críticamente por el ingeniero a cargo del proyecto y adaptados de acuerdo al proyecto que se ejecutará. Vale destacar que estos diseños son solo de referencia, de modo de poder cuantificar los costos asociados al mejoramiento por lo que los diseños de los métodos de mitigación son obtenidos de forma aproximada y genérica. Los valores no se pueden extraer a proyectos similares dado que las técnicas de mitigación deben ser verificadas en cada proyecto en particular.

Para el análisis se consideró el valor de la Unidad de Fomento (UF) correspondiente al día 21 de febrero de 2020. Los precios estipulados son valores netos, por lo que debe considerarse en todos los casos un aumento de 19% por efecto del Impuesto de Valor Agregado (IVA).

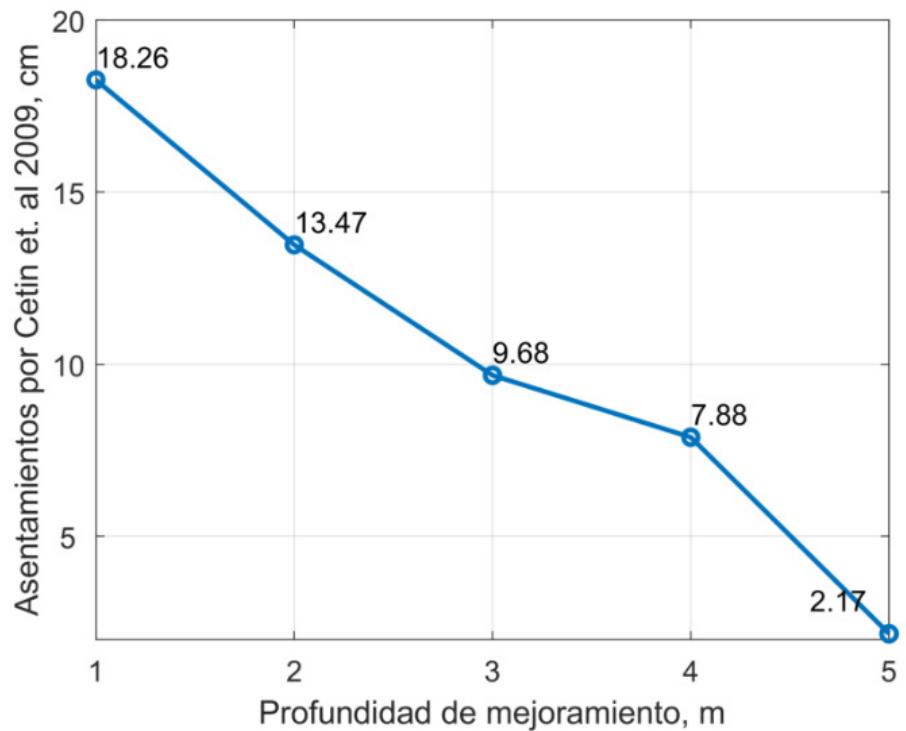
14.1. REEMPLAZO, COMPACTACIÓN Y GEOMALLA.

Esta técnica de mejoramiento consiste en retirar parcial o completamente el material licuable, en general la cantidad de material retirado dependerá de los asentamientos tolerables en la estructura. Considerando la estratigrafía ejemplo (sección 6.5) se muestra en la Figura 72 los asentamientos esperados según la profundidad de mejoramiento ejecutado. En este caso si se considera la remoción parcial de 3.0 metros se esperaría un asentamiento por licuación de 9.68 [cm], mientras que en el caso de la remoción total de los 5.0 metros licuables superficiales se espera que ocurran 2.17 [cm] de asentamiento. Para el cálculo se asume un talud de excavación de 45° necesaria para alcanzar la cota de mejoramiento, asumiendo que existe espacio suficiente para poder realizar los taludes y llegar la cota deseada (ver Figura 73).

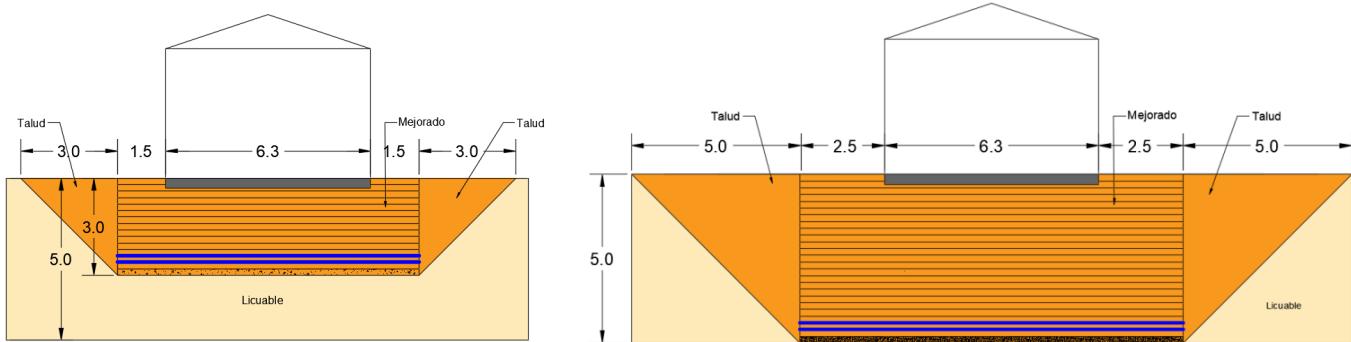
En los casos que el espacio es limitado se debe considerar los costos asociados a las técnicas de contención del suelo necesarios para realizar la excavación. Además, en las situaciones de que se detecte la napa por sobre la cota de reemplazo, al momento de realizar la excavación, se deben considerar en los costos de la depresión del nivel freático con bombas extractoras o alguna otra técnica factible. Estas técnicas (e.g., entibación y agotamiento de napa freática) encarecen de manera considerable los costos del proyecto, por lo que deben ser considerados en la evaluación económica.

Asentamientos por profundidad de mejoramiento.

Figura 72. →



En el mejoramiento se incluye el uso de bolones de material granular para la fabricación de la plataforma de trabajo (base para la compactación), la que se consideró con un espesor de 20 centímetros. Además, se incluye el uso de dos geogrillas y geotextiles según lo especificado en la sección de técnicas de habilitación para terrenos licuables.



↑ Figura 73: Reemplazo, compactación y uso de geomalla para vivienda social de dos pisos, considerando el caso parcial (a) y total (b). Notar que se debe considerar un sobreancho igual a la profundidad de reemplazo.

↓ Tabla 44: Costos unitarios y cantidades asociadas al reemplazo y compactación del suelo para vivienda social de dos pisos.

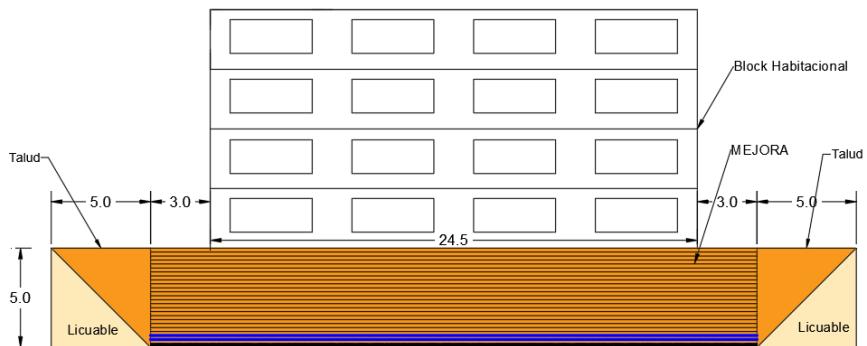
Estimación costos Vivienda reemplazo material		Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad Parcial	Cantidad Total	Precio Parcial (UF)	Precio Total (UF)
Reemplazo suelo de fundación	Excavación y transporte	m³	0.25	355.79	1046.58	88.68	260.87
	Relleno con arena gruesa	m³	0.40			141.88	417.36
	Suministro e instalación de geomalla	m³	0.14	137.11	211.83	19.14	29.57
	Suministro e instalación de geotextil	m³	0.06	68.56	105.92	4.10	6.34
	Bolones	m³	0.60	13.71	21.18	8.23	12.71

↓ Tabla 45: Costos totales asociados al reemplazo y compactación de suelo para vivienda social de dos pisos.

	Precio reemplazo parcial	Precio reemplazo total
Valor total	262.03 UF	726.85 UF
Valor pesos	\$7,445,911	\$20,654,077

Para el caso del Block habitacional no es recomendable la mejora parcial, por lo que los costos fueron cuantificados considerando la remisión total del estrato licuable. Además, dadas las características de la estructura, se considera un sobreancho de 3 metros y de la misma forma que en la vivienda social de dos pisos se incluyeron dos capas de geomalla y geogrilla con capa de bolones de 0.2m para la confección de la plataforma de trabajo. Los detalles del mejoramiento se pueden apreciar en la Figura 74.

Figura 74. → Mejoramiento con reemplazo, compactación y geomalla para Block habitacional.



↓ **Tabla 46:** Costos unitarios y cantidades asociadas al reemplazo y compactación del suelo para Block Habitacional.

Estimación costos Viienda reemplazo material		Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad Parcial	Cantidad Total	Precio Total (UF)
Reemplazo suelo de fundación	Excavación y transporte	m ³	0.25	0.25	3762.25	937.78
	Relleno con arena gruesa	m ³	0.40	0.40		1500.35
	Suministro e instalación de geomalla	m ³	0.14	137.11	1030.90	143.88
	Suministro e instalación de geotextil	m ³	0.06	68.56	515.45	30.84
	Bolones	m ³	0.60	13.71	103.09	61.85

↓ **Tabla 47:** Costos totales asociados al reemplazo y compactación de suelo para Block Habitacional

Precio reemplazo total	
Valor total	2674.70 UF
Valor pesos	\$76,004,291

14.2. VIBRO-SUSTITUCIÓN O COLUMNAS DE GRAVA.

La técnica de vibro-sustitución más conocida en Chile son las columnas de grava. Esta es una de las técnicas más utilizadas en el país para mejorar la calidad del suelo y mitigar los efectos de licuación.

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo necesarios para el diseño de las columnas de gravas.

En el cálculo se debe realizar de forma iterativa. Se deben calibrar los valores de espaciamiento (S) y diámetro de la columna (D_c) para así obtener el coeficiente de reducción de la demanda cíclica (α) y verificar los asentamientos esperados hasta valores tolerables.

Se asigna un valor de espaciamiento $S = 1.2$ [m], un diámetro de columna de $D_c = 0.8$ [m] y una distribución triangular de las columnas.

El diámetro de la celda unitaria es:

$$D = 1.05 * s = 1.26 \text{ [m]}$$

El área de la columna de grava (A_c) y la celda unitaria (A) son:

$$A_c = \frac{D_c^2}{4} \pi = 0.503 \text{ [m}^2]$$

$$A = \frac{D^2}{4} \pi = 1.247 \text{ [m}^2]$$

Considerando un ángulo de fricción de la grava (ϕ_c) utilizada para la confección de la columna de 45° y un coeficiente de Poisson (μ_s) de $1/3$ se tiene que:

$$f(\mu_s, A_c, A) = \frac{(1-\mu_s)(1-\frac{A_c}{A})}{1-2\mu_s+\frac{A_c}{A}} = 0.540$$

El coeficiente de mejoramiento de los asentamientos propuesto por Priebe (1995) es:

$$n = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{\frac{1}{2} + f(\mu_s, A_c, A)}{\tan^2(45^\circ - \frac{\phi_c}{2}) f(\mu_s, A_c, A)} - 1 \right] = 5.121$$

El factor de reducción de la demanda sísmica producto de la mitigación de los efectos de licuación por columnas de grava es:

$$\alpha = \frac{1}{n} = 0.195$$

Por lo tanto, los factores de seguridad para el caso analizado quedarían como:

↙ **Tabla 48:** Mejoramiento del estrato de suelo por ejecución de columnas de grava.

Z (m)	CSR Sin mejorar	CSR Aminorado	CRR	FS Mejorado	ε_{V_ce09} Mejorado
0.5	0.274	0.114	0.127	2.000	0.00
1.5	0.297	0.124	0.133	1.074	0.00
2.5	0.359	0.150	0.164	1.094	0.00
3.5	0.392	0.164	0.323	1.973	0.00
4.5	0.410	0.171	0.104	0.607	0.00
5.5	0.424	0.177	1.596	2.000	0.00
6.5	0.432	0.180	1.820	2.000	0.00
7.5	0.437	0.437	1.758	2.000	0.00
8.5	0.439	0.439	1.690	2.000	0.00
9.5	0.441	0.441	1.656	2.000	0.00
10.5	0.441	0.441	1.742	2.000	0.00
11.5	0.441	0.441	1.849	2.000	0.00
12.5	0.438	0.438	1.779	2.000	0.00
13.5	0.436	0.436	0.089	0.204	4.33
14.5	0.432	0.432	0.694	2.000	0.00

Finalmente, se recalcularon los asentamientos esperados con los factores de seguridad mejorados:

$$S_{Ce09} = 2.167 \text{ [cm]}$$

Se considera un sobre ancho de 2/3 de la profundidad licuable y columnas de grava de dos metros más largo que el espesor del estrato licuable, es decir, columnas con un total de 7 metros de profundidad. Vale destacar que en la Tabla 48, los estratos mayores a la profundidad de la columna utilizada no son mejorados, por lo tanto, el valor de CSR no es aminorado. En la Figura 75 se aprecia la distribución espacial en planta y el número de columnas de grava por vivienda social de dos pisos. Finalmente se tienen 86 columnas lo que da un total de 602 metros lineales (ml) de grava.

Para permitir la disipación de las presiones de poro se debe utilizar un colchón de grava, el cual tendrá 0.3m de espesor y debe abarcar toda la superficie incluyendo el sobreancho de 2m.

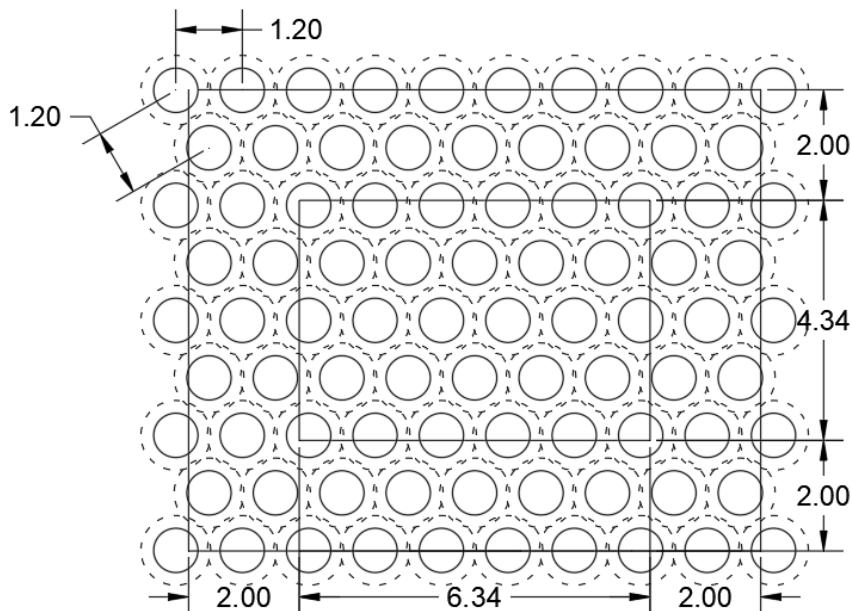


Figura 75: Distribución en planta de columnas de grava espaciados a 1.2m para vivienda social de dos pisos, los círculos enteros corresponden a las columnas de grava con diámetro 0.8 m y las líneas punteadas son el área de influencia de la celda unitaria.

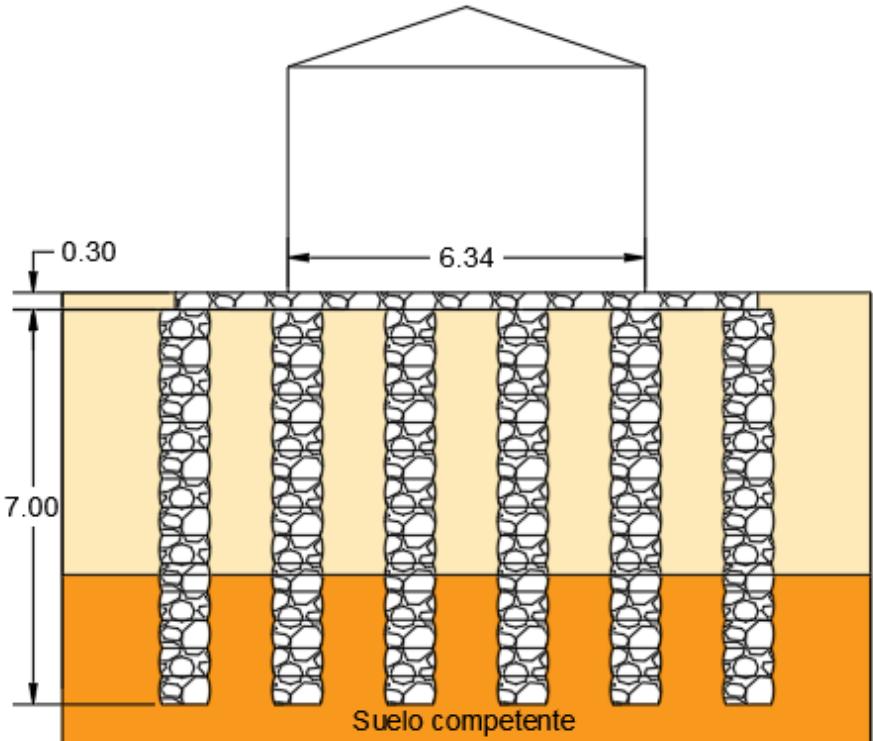


Figura 76. →

Vista en planta de columnas de grava para vivienda social de dos pisos.

↓ Tabla 49: Costos unitarios y cantidades asociados a las columnas de grava para vivienda social de dos pisos.

Mejora	Proceso	Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad	UF Total
Columnas de grava	Construcción Columnas de Gravas	ml	1.99	602.00	1200.40
	Grava para colchón drenante	m ³	0.64	25.87	16.55

↓ Tabla 50: Costos totales para las columnas de grava para vivienda social de dos pisos.

Valor total	Precio Total
1216.95 UF	
\$34,580,851	

Para la solución del Block habitacional se consideran las mismas características del mejoramiento. Un espaciamiento cada 1.2 m y columnas de diámetro 0.8 m con profundidad de 7 m. Se utiliza un colchón de grava de 0.5m de espesor con sobreancho de 3.0m a lo ancho y 2.0m a lo largo. Por lo tanto, se tiene un total de 376 columnas equivalentes a 2632 metros lineales (ml) de grava.

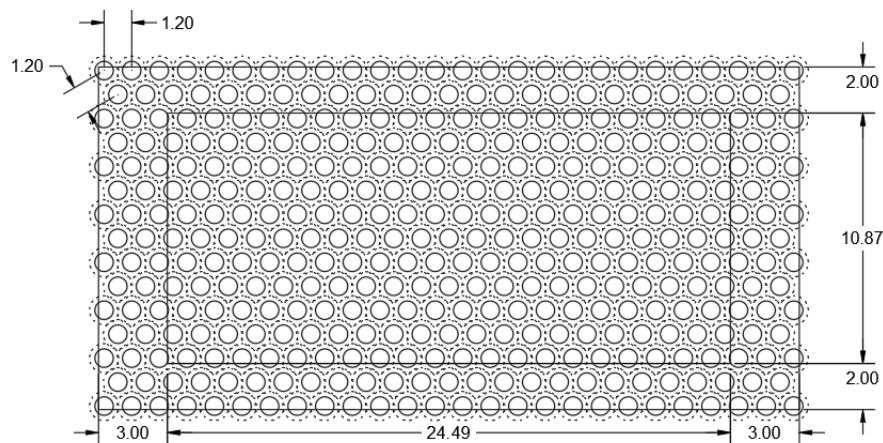


Figura 77: Distribución en planta de columnas de grava espaciados a 1.2m para Block habitacional de 6 pisos, los círculos enteros corresponden a las columnas de grava con diámetro 0.8 m y las líneas punteadas son el área de influencia de la celda unitaria.

↓ Tabla 51: Costos unitarios y cantidades asociados a las columnas de grava para Block Habitacional

Mejora	Proceso	Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad	UF Total
Columnas de grava	Construcción Pilas de Gravas	ml	1.99	26322.00	5248.25
	Grava para colchón drenante	m ³	0.64	226.69	145.04

↓ Tabla 52: Costos totales de las columnas de grava para Block Habitacional.

Precio Total	
Valor total	5393.30 UF
Valor pesos	\$153,256,012

Adicionalmente, el ingeniero estructural debe realizar el diseño y verificación estructural de las fundaciones para las nuevas condiciones de suelo mejorado. Además de comprobar la capacidad soportante de la columna de grava.

14.3. COMPACTACIÓN DINÁMICA

La compactación dinámica consiste en mejorar el suelo aplicando energía en forma de golpe, lanzando una masa a una altura predeterminada.

En esta técnica de mejoramiento es prioridad el diseño del peso de la masa (W), la altura de caída (H), el número de golpes (N) y el espaciamiento entre golpes (s).

Dado que el suelo posee un índice de plasticidad menor a 8 y una granulometría asocia a suelos semipermeables, se asocia a la zona 2 de los tipos de suelo para la compactación dinámica presentado por Lukas (1995).

Para una masa de 20 toneladas, una altura de caída de 8 m y asumiendo un suelo con coeficiente de eficiencia $n = 0.5$ se tiene que la profundidad de mejora es:

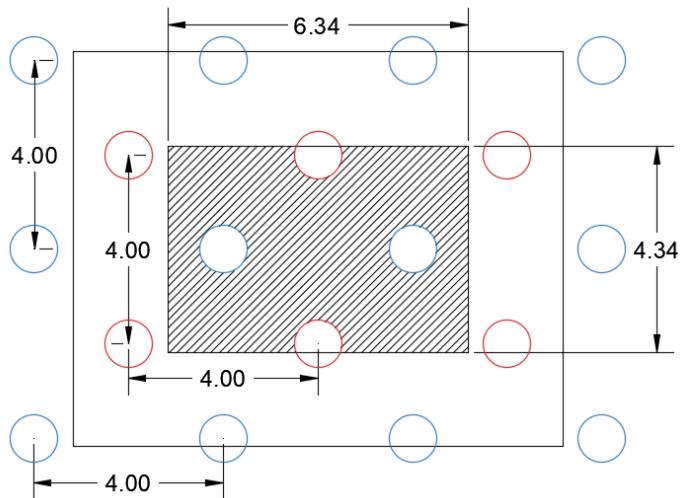
$$D = n\sqrt{WH} = 6.325 \text{ m} > 5 \text{ m de suelo licuable}$$

Para suelos semipermeables se tiene que la energía requerida según los valores presentados en la sección 10.3 es:

$$E = 250 \frac{\text{kJ}}{\text{m}^3}$$

En el espesor de estrato licuable $d = 5\text{m}$, considerando un espaciamiento de 4 m, se tiene que el número de golpes necesarios para mitigar los efectos de licuación considerando dos pasadas ($P = 2$) es:

$$N = \frac{E*d*s^2}{W*H*P*9.81} \approx 7.0$$



← Figura 78: Distribución espacial golpes por compactación dinámica para vivienda social de dos pisos, en azul primera serie y en rojo la segunda serie.

Por lo tanto, se tiene un total de golpes por vivienda habitacional de:

$$N * 18 = 126 \text{ golpes}$$

Para poder comparar los costos de cada metodología, no se incluyeron en el siguiente itemizado los costos asociados a las canchas de prueba que se debe realizar antes de la ejecución de la metodología para verificar el diseño del número de golpes, tampoco se incluye los ensayos posteriores a la ejecución de la técnica, donde debe realizar una segunda verificación para comprobar los niveles de mejoramiento logrados (típicamente mediante ensayos de penetración estándar y densidad en terreno). Sin embargo, estos ensayos de control de calidad se pueden considerar que son necesario para todos los mejoramientos proyectados. Un sistema de monitoreo de vibraciones que permita la medición de las velocidades máximas de partículas es altamente recomendable pero no obligatorio, por lo que tampoco es incluido en el itemizado de costos unitarios.

Los costos utilizados corresponden a la fabricación de una masa de acero, no a la subcontratación del servicio, por lo tanto, para obtener el precio unitario por vivienda se divide el costo total de la fabricación por número de viviendas para el proyecto (en este caso en particular 75 viviendas y 4 Block habitacionales).

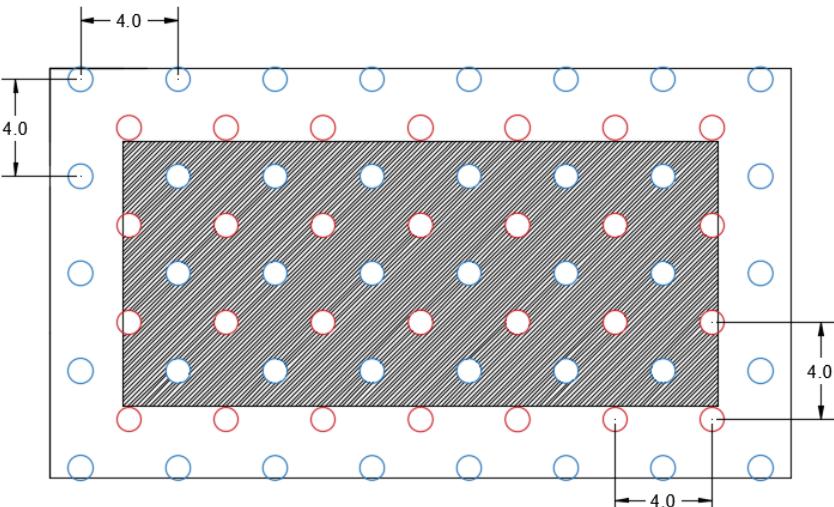
↓ Tabla 53: Costos unitarios y cantidades asociados a compactación dinámica para vivienda social de dos pisos.

Mejora	Proceso	Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad	UF Total
Compactación dinámica	Relleno y compactación con arena gruesa	m ³	0.40	20.57	8.20
	Arriendo de maquinaria	horas	1.58	26.00	41.17
	Costos por kilogramos	kg	0.00070	20000	14.08

↓ Tabla 54: Costos totales de la compactación dinámica para vivienda social de dos pisos.

Precio Total	
Valor total	63.45 UF
Valor pesos	\$1,803,062

Figura 79. →
Distribución espacial de golpes por compactación dinámica para Block habitacional, en azul primera serie y en rojo segunda serie



↓ Tabla 55: Costos unitarios y cantidades asociados a compactación dinámica para Block Habitacional.

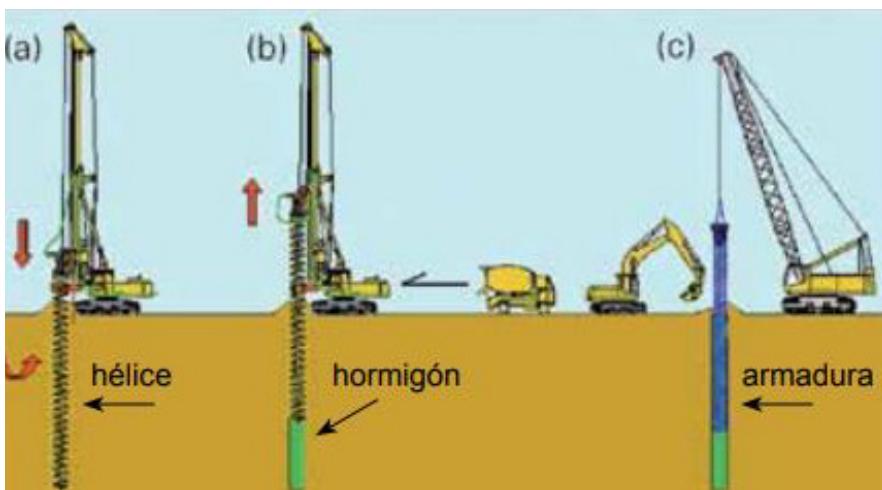
Mejora	Proceso	Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad	UF Total
Compactación dinámica	Relleno y compactación con arena gruesa	m ³	0.40	154.31	61.54
	Arriendo de maquinaria	horas	1.58	96.00	152.03
	Costos por kilogramos	kg	0.01	20000	263.94

↓ Tabla 56: Costos totales de la compactación dinámica para Block Habitacional.

	Precio Total
Valor total	477.50 UF
Valor pesos	\$13,568,640

14.4. MEJORA CON PILOTES CFA

Los pilotes CFA (Continuous Flight Auger) son columnas de hormigón armado que se fabrican perforando a través de una hélice continua hasta una profundidad definida, luego desde la base se hormigona, y se instala la armadura diseñada mientras el hormigón se mantiene fresco.



← Figura 80: Esquema de ejecución para los pilotes CFA (Brown et. al 2007).

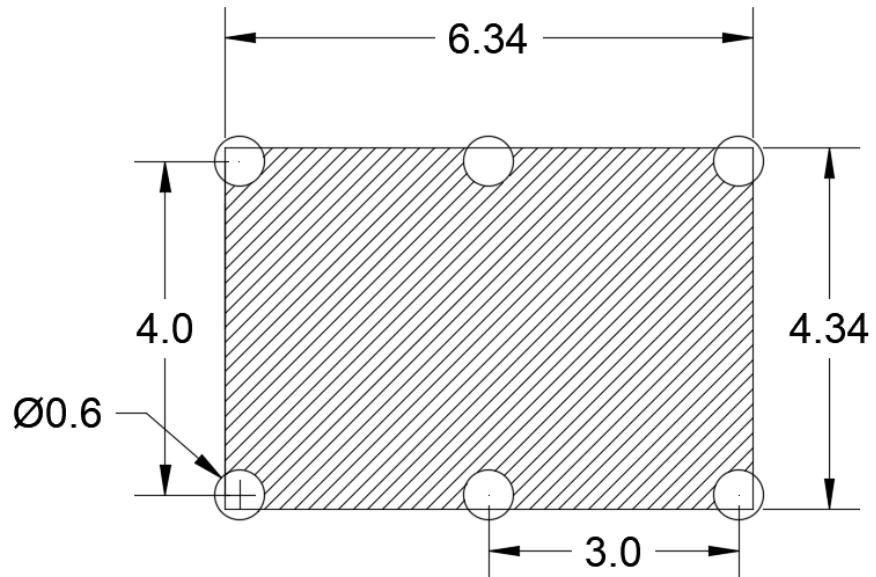
Esta técnica no está asociadas a una técnica de mejoramiento de suelo, sino más bien corresponden a un sistema de fundaciones que dada sus características, permite evitar que la licuación afecte la vivienda.

El cálculo de la capacidad de soporte y el número de pilotes esta fuera del alcance de esta sección, por lo que se asume valores tipo para poder cuantificar los costos. Se debe realizar una verificación de la capacidad soportante de cada pilote (ver sección 9.7.2 para verificaciones mínimas de pilotes).

Para la vivienda social de dos pisos se considerando 6 pilotes de 0.6m de diámetro espaciados a 3.0 y 4.0 metros (ver Figura 80 y Figura 81) por vivienda, los cuales deben estar situados en un estrato competente ($N > 30$), por lo tanto, se considera una profundidad del pilote de 7m. Además, se considera una capa de 0.2m de bolones bajo la fundación de la vivienda para disminuir los asentamientos diferenciales.

De igual forma, para el Block habitación se consideran pilotes CFA de 0.6m de diámetro con profundidad de 10m, espaciados cada 3m a lo ancho y 2.5m a lo largo, teniendo un total de 45 pilotes (ver Figura 82 y Figura 83). También se añade una capa de bolones de 0.2 bajo la fundación para disminuir los asentamientos diferenciales entre ejes de pilotes.

Figura 81. →
Distribución espacial de pilotes CFA para vivienda social de dos pisos.



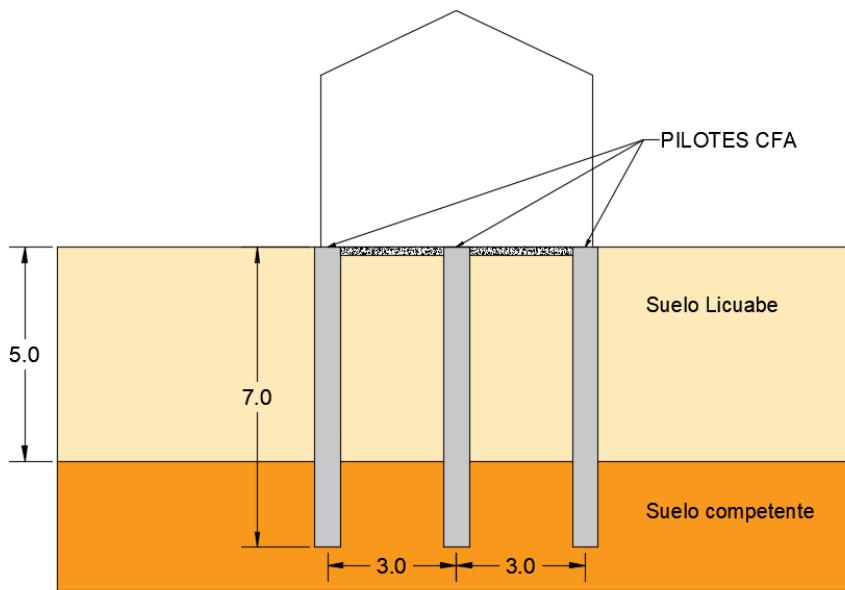


Figura 82: Vista lateral de los pilotes CFA para vivienda social de dos pisos.

↓ Tabla 57: Costos unitarios y cantidades de los pilotes CFA para vivienda social de dos pisos.

Mejora	Proceso	Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad	UF Total
Pilotes CFA	Construcción pilotes CFA	ml	11.57	42.00	488.04
	Bolones	m ³	0.60	5.50	3.30

↓ Tabla 58: Costos totales de los pilotes CFA para viviendas sociales de dos pisos.

	Precio Total
Valor total	491.34 UF
Valor pesos	\$13,961,917

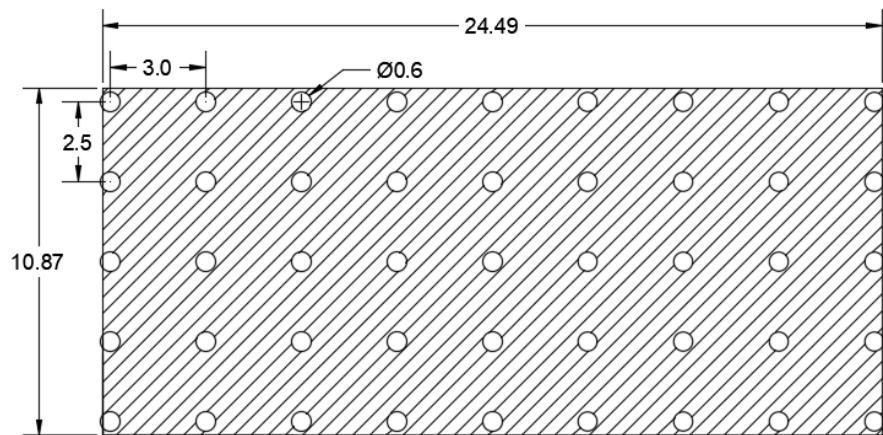


Figura 83. →
Distribución espacial de pilotes CFA para Block habitacional.

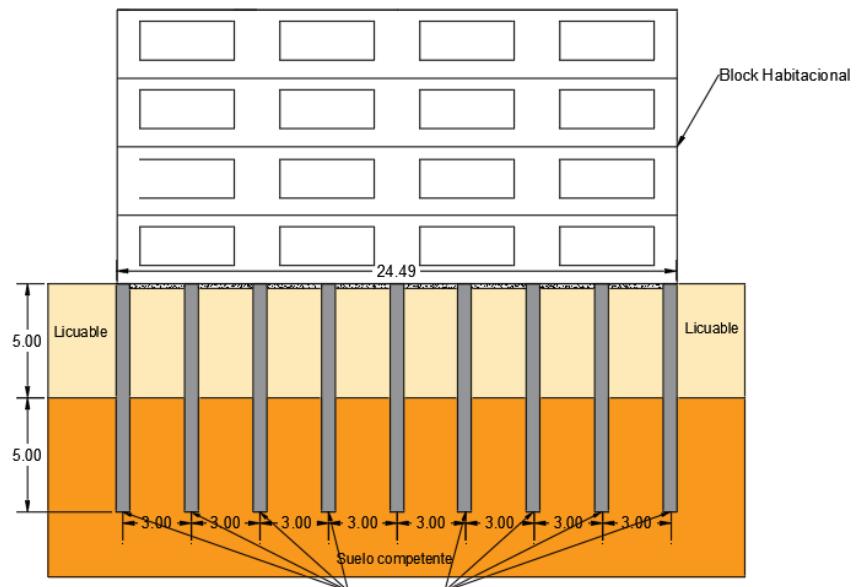


Figura 84. →
Vista lateral de los pilotes CFA para Block habitacional. Los pilotes tienen un diámetro de 0.6m espaciados cada 3.0m a lo ancho y 2.0m a lo largo, se considera una capa de bolones bajo el sello de fundación de la estructura es 0.2m.

↙ **Tabla 59:** Costos unitarios y cantidades de los pilotes CFA para Block habitacional.

Mejora	Proceso	Unidad	Precio Unitario (UF)	Cantidad	UF Total
Pilotes CFA	Construcción pilotes CFA	ml	11.57	450.00	5206.50
	Bolones	m ³	0.60	53.24	31.94

↓ **Tabla 60:** Costos totales de los pilotes CFA para Block habitacional.

	Precio Total
Valor total	5238.44 UF
Valor pesos	\$148,855,511

El ingeniero estructura a cargo debe verificar la capacidad soportante del pilote, para esto se debe despreciar la capacidad por fuste del estrato licuable (o considerar según análisis detallado el nivel de exceso de presión de poros, ru, desarrollado por estrato frente a carga dinámica). Para más detalle se deben seguir las recomendaciones realizadas en la sección 9.7.2. para fundaciones profundas.

Los pilotes CFA deben quedar embebidos en la fundación proyectada para que la estructura trabaje como un único sistema y así disminuir los asentamientos diferenciales. Las soluciones que involucren mejoramiento del sistema de fundaciones deben ser desarrollado en conjunto entre el ingeniero estructural y geotécnico.

14.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

Es importante señalar que los costos presentados son obtenidos a partir de diversas consideraciones efectuadas. En consecuencia, los valores podrán verse modificados de acuerdo a las múltiples situaciones singulares presentada en terreno.

Dentro de los costos presentados en la sección anterior, existen diversos factores adicionales que no fueron considerados como, por ejemplo, la instalación de faena, cierre perimetral, depresión de la napa freática, muros de contención para las excavaciones, modificaciones de la fundación de la estructura dependiendo del tipo de mejoramiento, los gastos correspondientes a personal profesional asociados al control, ejecución y seguridad en el desarrollo de las técnicas de mitigación.

Además, vale destacar que las metodologías tienen distintos tiempos de ejecución por ende metodologías que impliquen mayores plazos afec-

tarán directamente a los costos indirectos asociados. Las velocidades de rendimiento de cada técnica dependerán de múltiples factores, como la eficiencia del contratista y las condiciones del terreno.

Otra consideración que se ignoró en los valores presentados son las técnicas de verificación de la capacidad soportante mediante, por ejemplo, ensayos de SPT posterior a la ejecución compactación dinámica, ensayos de resistencia al corte o, la integridad de los pilotes CFA.

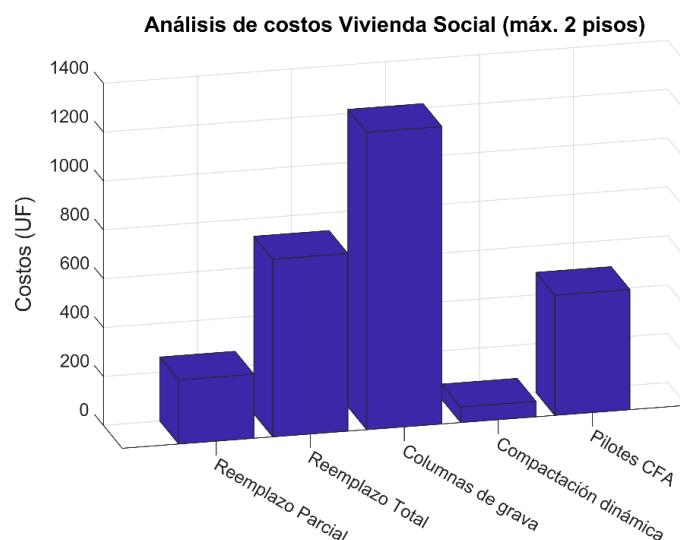
A continuación, en la Tabla 61 se muestran los resúmenes de costos de los métodos presentados anteriormente tanto para la vivienda social de dos pisos como para el Block habitacional de 6 pisos.

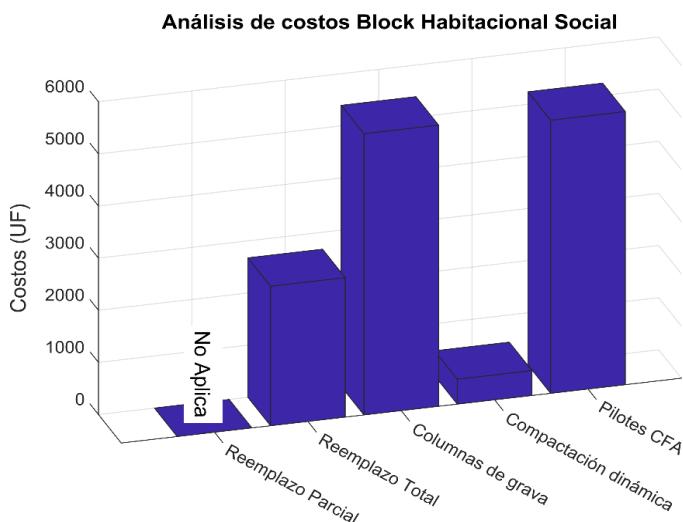
↓ **Tabla 61:** Resumen de costos de los métodos de mitigación para una vivienda social de 2 pisos y Block Habitacional.

COSTOS PARA VIVIENDAS SOCIALES					
Reemplazo					
	Parcial (3m)	Total (5m)	Columnas de grava	Compactación dinámica	Pilotes CFA
Vivienda social	262.03 UF	726.85 UF	1216.95 UF	63.45 UF	491.34 UF
Block Habitacional	--	2674.7 UF	5393.3 UF	477.5 UF	5238.44 UF

Figura 85. →

Gráfico de barras comparativo de los costos asociados a mitigación de los efectos de licuación para viviendas sociales.





← **Figura 86:** Gráfico de barras comparativo de los costos asociados a mitigación de los efectos de licuación para Block habitacional.

Se aprecia que para la mitigación de los efectos de licuación en suelos donde se emplazara una vivienda social de dos pisos o para un Block habitación, los costos asociados a la compactación dinámica son menores que los otros tipos mejoramientos de suelo.

Esta técnica, aunque es más barata tiene mayores riesgos e incertidumbres asociados, producto de que vibraciones por la caída de la masa puede generar daños en las estructuras aledañas, por lo tanto, se recomienda realizar en zonas alejadas de otras construcciones o tomar los resguardos del caso (i.e., planes de monitoreo de vibraciones).

Vale destacar que los costos asociados son por vivienda o block habitacional, por lo que al incluir el mejoramiento de las calles y zonas de instalaciones pueden variar los precios considerados.

La alternativa más costosa para la construcción de viviendas sociales de dos pisos y block habitacional en este ejercicio en particular son las columnas de gravas, por lo que para estos casos se recomendaría emplear otro tipo de mejoramiento, o flexibilizar las condiciones de asentamientos tolerables para reducir la cantidad de columnas necesarias.

Es importante recordar que estos valores corresponden a un análisis particular para un proyecto en específico. Cada analista deberá reevaluar costos y revalorizar las partidas en función del diseño que se presente para el proyecto singular en desarrollo. En este análisis tampoco se ha incluido estudios de ingeniería ni detalle necesarios para efectuar cada

uno de estos métodos de mitigación, sin embargo, estos costos pueden considerarse despreciables frente a los costos constructivos.

14.5.1. COMPARACIÓN DE LOS COSTOS CON RESPECTO A LA CONSTRUCCIÓN

Se realiza una estimación de los gastos asociados a los sistemas de mejoramiento en función de los costos que conlleva la construcción de la vivienda social o Block habitacional, según los antecedentes proporcionados por MINVU. Para esto se asume los valores presentados en la Tabla 62 para proyectos tipo.

▼ **Tabla 62:** Costos asociados a la construcción de viviendas sociales.

Tipo de estructura	Área construida (m ²)	Costo total (UF)
Vivienda social 2 pisos	56	560
Block habitación 6 pisos	1440	14400

La razón de los costos con respecto a la estructura se expresa en porcentajes en la Tabla 63, los valores utilizados en las técnicas de mejoramiento son con IVA incluido.

▼ **Tabla 63:** Porcentaje del costo asociado al sistema de mejoramiento con respecto a la estructura proyectada.

Sistema de mejoramiento	PORCENTAJE SEGÚN COSTO ESTRUCTURA	
	Vivienda social 2 pisos	Block Habitación 6 pisos
Reemplazo Parcial	56%	-
Reemplazo Total	154%	22%
Columnas de Grava	259%	45%
Compactación dinámica	13%	4%
Pilotes CFA	104%	43%

Las soluciones proyectadas para la mitigación de los efectos de licuación específicamente en el caso analizados (5 metros de suelo licuable superficiales) conllevan un aumento de los costos entre un 13% a un 259% (más de dos veces el valor de la vivienda) para la construcción de viviendas sociales de 2 pisos y entre 4% a un 45% para el caso del Block habitacional.

15. Comentarios finales

La licuación representa uno de los desafíos ingenieriles más importantes a nivel nacional e internacional. Los últimos mega terremotos (Maule 2010, Mw8.8; Iquique 2014, Mw8.3; Coquimbo 2015, Mw8.4; Melinka 2016, Mw7.6) han evidenciado en terreno el nivel de daño que potencialmente podría generar la ocurrencia de este fenómeno, por lo que se ha transformado en un desafío técnico de gran relevancia en el diseño de obras civiles, viales, entre otros por razones técnicas y económicas.

En el presente estudio se ha abordado el fenómeno de licuación desde diversos aspectos de interés frente a la ocurrencia de este. En un diagrama simplificado como el mostrado en la Figura 86.

En una primera etapa que incluye la caracterización del sitio (e.g., caracterización geotécnica -tanto de terreno como de laboratorio-, caracterización geofísica, y una correcta caracterización de la demanda sísmica en el sitio de estudio). En este último punto se recomiendan estudios de peligro sísmico ad hoc, o estudios enfocados a desagregar la amenaza sísmica y determinar el escenario sísmico (i.e., magnitud y aceleración máxima) que controle la demanda sísmica en el sitio en estudio. Esto permite establecer un esquema más racional de la evaluación de licuación.

En una segunda etapa se debe evaluar la licuación propiamente tal, como se ha mencionado la licuación, como muchos de los problemas de la ingeniería, se analiza desde la perspectiva de capacidad del suelo y demanda sobre éste. En la práctica nacional el análisis de potencial de licuación se basa en el ensayo de penetración estándar (SPT, NCh3364) y a partir de este se correlaciona la resistencia cíclica del suelo (i.e., CRR). En esta correlación del número de golpes del SPT al CRR existen múltiples metodologías, siendo las más actualizadas y utilizadas en la práctica internacional las estudiadas y detalladas en este informe. Aunque no existe certeza de que una de las metodologías tenga una mayor capacidad predictiva que otra, si es importante la consistencia en su aplicación y en la estimación de los factores necesarios para su cálculo.



↑ **Figura 87:** Diagrama simplificado de etapas para la evaluación de licuación.

Es importante mencionar que los métodos simplificados (CRR versus CSR), no predicen la severidad de la manifestación de licuación en la superficie, si no que proveen factores de seguridad o probabilidades de ocurrencia a lo largo del perfil estratigráfico. Por esta razón se ha presentado un marco metodológico multi enfoque para la evaluación de la licuación que agrupa criterios de susceptibilidad, potencial de licuación con base en correlaciones empíricas, estimación de asentamientos y de potenciales de manifestaciones en superficie. En esta línea, Iwasaki et al. (1978) proponen un índice de potencial de licuación (Liquefaction Potential Index, LPI, por su sigla en inglés), con el fin de caracterizar de mejor forma el potencial de daño. El uso de esta herramienta resulta útil por dos motivos principales: primero, la manifestación de licuación en la superficie tiene mayor correlación con el potencial de daño como parámetro predictor, y segundo, las metodologías disponibles están ajustadas de acuerdo a la evidencia de licuación en superficie. También se considera oportuno considerar el procedimiento propuesto por Sonmez y Gokceoglu (2005), el cuál a partir de un valor de probabilidad de licuación determina un índice de severidad de licuación (Liquefaction Severity Index, LSI, por su sigla en inglés). Finalmente, el procedimiento propuesto por Ishihara (1985) establece, a partir de un estudio empírico, una relación entre la profundidad y espesor del estrato licuable. Esto con el fin de determinar la repercusión real en superficie. Se ha probado que el uso de estos procedimientos disminuye el error hasta en un 10% (Montalva et al., 2017).

Los indicadores de severidad y asentamiento, permiten tener una guía más robusta que los análisis con base en factores de seguridad (FSliq). Van Ballegooy (2014) demostró que, si bien muchos de los modelos predicen con relativa exactitud la ocurrencia de licuación, la severidad de la manifestación está sistemáticamente sobreestimada. Una de las razones que, este autor y otros (e.g., Maurier et al., 2015) dan para esta situación, es la presencia de intercalaciones de estratos licuables y no licuables, los cuales aminoran los efectos en superficie. Por esta razón, en la actualidad, se han desarrollado indicadores de severidad inspirados en el trabajo de Ishihara (1985).

Además, Bray y Macedo (2017) establecieron la dependencia de la tipología estructural en el asentamiento esperado para estructuras fundadas en suelos licuables, en sus análisis se determinó que la densidad relativa (DR) y el espesor de la capa licuable son las propiedades más importantes desde la perspectiva geotécnica, la presión de contacto (Q) y el ancho del edificio (B), son propiedades importantes desde la perspectiva estructural, mientras que la velocidad absoluta acumulada (CAVdp) y la acelera-

ción espectral en 1 segundo ($SaT=1\text{seg}$) son los parámetros de intensidad más influyentes en la respuesta sísmica del suelo licuable bajo la edificación. Revelando nuevamente la necesidad de una correcta caracterización de la demanda sísmica.

Es importante notar que, todos estos análisis corresponden a enfoques determinísticos (i.e., FSliq), típicamente estos FSliq podrían ser seleccionados en función de la incertidumbre de los antecedentes disponibles, la importancia de la estructura y las consecuencias de la licuación.

Estos FSliq, si bien representan el estado de la práctica para predecir la ocurrencia de licuación, se han visto actualizados por enfoques probabilísticos que son preferidos en el contexto de análisis por desempeño.

Para mostrar la aplicabilidad de las metodologías detalladas a lo largo del informe, se ha compilado una base de datos de sitios a lo largo de Chile con potencial de ocurrencia de licuación, y que cuentan con prospecciones geotécnicas y geofísicas que permitan su análisis frente al fenómeno de licuación. Para el desarrollado de esta base de datos se ha recurrido a datos entregados por el mandante (MINVU) y datos públicos disponibles en el contexto del proyecto FONDEF.

Los estudios provenientes de la base de datos proporcionada por el MINVU, demuestran una alta variabilidad en la calidad de los datos. Existen grandes diferencias entre los distintos estudios, principalmente en la forma de obtener los datos necesarios para la evaluación de licuación. Por ejemplo, las recuperaciones de muestras obtenidas en terreno para realizar las clasificaciones de estratos son muy aisladas y, en consecuencia, poco características del perfil de suelo analizado. Por otro lado, algunas informaciones no poseen mediciones de humedad o índices de plasticidad, lo cual influye directamente en la susceptibilidad a la licuación. Otro aspecto relevante, es lo referente a la calidad del ensayo de penetración estándar (SPT), ya que existe poca información sobre mediciones de energía, los diámetros de tubería utilizados u otros parámetros relacionados con la ejecución del ensayo SPT. La supervisión de las pruebas de SPT, realizadas para la evaluación de licuación, son también importantes para garantizar que los resultados de las pruebas sean lo más consistentes y precisos posibles.

La tercera etapa guarda relación con las distintas técnicas y recomendaciones para abordar un proyecto en un sitio potencialmente licuable,

desde recomendaciones técnicas para la obtención de las muestras, ensayos, laboratorio, recomendaciones estructurales y de mitigación para desarrollo de un proyecto licuable.

Se han detallado las técnicas de habilitación de terrenos licuables más utilizadas en Chile, los que involucran los principales mecanismos de mitigación de los efectos de licuación: dentro de este tópico se abordaron los mejoramientos por reemplazo y geogrilla, vibro compactación, vibro sustitución, compactación dinámica y jet grouting. Adicionalmente, se presentaron recomendaciones para el cálculo y control en la ejecución de todas las técnicas antes mencionadas. En la actualidad, existen múltiples técnicas de mejoramiento utilizados a nivel mundial, en caso de querer usar otro tipo de mejoramiento no indicada en el presente informe, se debe contar con un sustento teórico y práctico que garantice la mitigación de los efectos de licuación.

Finalmente, se realizó una evaluación de los costos asociados a las técnicas de mitigación de los efectos de licuación asociado a dos tipologías de proyectos habitacionales, se estima que los costos varían en función de la metodología de mejoramiento. Para el caso en estudio se observa como la técnica de compactación dinámica como una de las alternativas más rentables, mientras que las columnas de gravas como una de las más costosas. Es importante destacar que aun cuando la compactación dinámica representa una de las opciones más atractivas también conlleva la mayor incertidumbre en su efectividad y aplicabilidad. Es altamente recomendable evaluar las circunstancias caso a caso para determinar cuál es la opción técnica-económica más optima en cada proyecto.

Finalmente, cada uno de los mejoramientos diseñados se debe reevaluar frente a la licuación (etapa cuatro) de forma tal de asegurar condiciones de diseño aceptables para las obras civiles que se proyectan. Se recomiendan efectuar los estudios de ingeniería afines para dar mayor certidumbre a la solución proyectada.

El desarrollo de un proyecto con suelos potenciales licuables debe tener un enfoque holístico que considere las condiciones de terreno, la estructura emplazada y los métodos constructivos para así evaluar la mejor alternativa y obtener los mejores resultados. La selección de una estrategia adecuada para el diseño y la construcción es clave para el éxito de cualquier proyecto que implique mejoras del terreno. Se debe tener en cuenta la escala y la complejidad del proyecto en el diseño de la solución.

16. Referencias

AASHTO M145. (2004). Standard Specifications for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Andrus, R., & Stokoe II, K. (2000). Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1015-1025.

Armstrong, R., & Malwick, E. (2016). Practical Considerations in the Use of Liquefaction Susceptibility Criteria. Earthquake Spectra, 32(3), 1941-1950.

Ashford, S., Boulanger, R., Donahue, J., & Stewart, J. (2011). Geotechnical quick report on the Kanto Plain region during the March 11, 2011, Off Pacific Coast of Tohoku earthquake, Japan. GEER quick report.

ASTM D1556 / D1556M. (2015). Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method. West Conshohocken PA: ASTM International.

ASTM D1586 / D1586M. (2018). Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. West Conshohocken: ASTM International.

ASTM D1587 / D1587M. (2015). Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Fine-Grained Soils for Geotechnical Purposes. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D2216. (2019). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D2487. (2017). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D2922. (2005). Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth) (Withdrawn 2007). West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D3017. (2005). Standard Test Method for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth) (Withdrewn 2007). West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D3282. (2015). Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D4220 / D4220M-14. (2014). Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D422-63. (2007). Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. West Conshohocken: ASTM International.

ASTM D4253-16e1. (2016). Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D4254-16. (2016). Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D4318-17e1. (2017). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D4428 / D4428M-14. (2014). Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D5311 / D5311M-13. (2013). Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTMD5311/D5311M-13.(2013). Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soils. West Conshohocken: ASTM Internacional.

ASTM D5778-12. (2012). Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D6066-11. (2011). Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential (Withdrawn 2020). West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D7015 / D7015M-18. (2018). Standard Practices for Obtaining Intact Block (Cubical and Cylindrical) Samples of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D7400 / D7400M-19. (2019). Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM D854-14. (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. West Conshohocken: ASTM International.

Atkinson, G., & Goda, K. (2013). Probabilistic seismic hazard analysis of civil infrastructure. En S. Tesfamariam, & K. Goda, Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems (págs. 3-28). Cambridge: Woodhead Publishing Limited.

Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99-112.

Blake, T. (1996). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1999 NCEER/NSF Workshops on valuation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.

Bora, S., Scherbaum, F., Kuehn, N., & Stafford, P. (2016). On the Relationship between Fourier and Response Spectra: Implications for the Adjustment of Empirical Ground-Motion Prediction Equations (GMPEs). *Bulletin of the Seismological Society of America*.

Boulanger, R. W., & Brandenberg, S. J. (2004). Neutral Plane Solution for Liquefaction-Induced Down-Drag on Vertical Piles. *ASCE 403-410*.

Boulanger, R. W., & Truman, S. P. (1996). Void redistribution in sand under post-earthquake loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 829-834.

Boulanger, R., & Idriss, I. (2006). Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays. *Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 1413-1426.

Boulanger, R., & Idriss, I. (2012). Probabilistic standard penetration test-based liquefaction-triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1185-1195.

Boulanger, R., & Idriss, I. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. Davis, California: Report UCD/CGM-14/01, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California.

Bray, J. D., & Macedo, J. (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 215-231.

Bray, J. D., & Sancio, R. B. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177.

Brown, D., Dapp, S., Thompson, W., & Lazarte, C. (2007). Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles. . Washington DC: Geotechnical Engineering Circular No. 8 FHWA.

BSI. (2007). Geotechnical design - part 2: ground investigation and testing. London, UK: BSI. Londos: UK: BSI.

Cetin, K. O., Bilge, H. T., Wu, J., Kammerer, A. M., & Seed, R. B. (2009). Probabilistic Model for the Assessment of Cyclically Induced Reconsolidation „Volumetric... Settlements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(3), 387-398.

Cetin, K. O., Seed, R., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr., W., Kayen, R., & Moss, R. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1314-1340.

Cetin, K., Seed, R., Kayen, R., Moss, R., Bilge, H., Ilgac, M., & Chowdhury, K. (2018). The use of the SPT-based seismic soil liquefaction triggering evaluation methodology in engineering hazard assessments. MethodsX, 1556-1575.

Cox, B., Boulanger, R., Tokimatsu, K., Wood, C., Abe, A., Ashford, S.,... Zekkos, D. (2013). Liquefaction at Strong Motion Stations and in Urayasu City during the 2011 Tohoku-Oki Earthquake. Earthquake Spectra, 555-580.

Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (1999). Empirical Correlation between SPT N-value and relative Density for Sandy Soils. Soils and fundations, 39(5),61-71.

Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M., & Powell, D. (1982). Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. National Bureau of Standards Building Science Series, Rep. No. 138.

Geo-Engineering Extreme Events GEER. (2010). Geo-engineering Reconnaissance of the 2010 Maule, Chile Earthquakje. GEER Association Report No. GEER-022. Obtenido de www.geerassociation.org/administrator/components/com_geer_reports/geerfiles/Maule_Chile_2010/GEER_Report_Chile_2010_FinalV3.pdf

Goda, K., Atkinson, G. M., Hunter, J. A., Crow, H., & Motazedian, D. (2011). Probabilistic Liquefaction Hazard Analysis for Four Canadian Cities. Bulletin of the Seismological Society of America, 101(1), 190-201.

Green, R.A. and Terri, G.A. (2005). Number of Equivalent Cycles Concept for Liquefaction Evaluations- Revisited. Journal of Geotech And Geoenvirnrm. Eng. Vol. 131, No 4. ASCE.

Hoffman, B., Robertson, P., Gra, C., Cyre, G., Lefebvre, M., & Natarajan, S. (1996). CANLEX Phase III- Full scale liquefaction test: Instrumentation and construction. Pro., 49th Can. Geotech. Conf., Canadian Geotechnical Society, Alliston, Ontario, 587-596.

Idriss, I. M. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potencial. Proceedings, TBR Workshop on New Approaches to Liquefaction. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.

Idriss, I., & Boulanger, R. (2008). Soil Liquefaction During Earthquakes. Oakland, California, USA: Earthquake Engineering Research Institute.

INN. (2014). NCh3364:2014 : Geotecnia – Ensayo de Penetración Estándar. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización - INN.

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (págs. 321-376). Rotterdam, Netherlands.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. Geotechnique, 43(3), 351-415.

Ishihara, K. (1996). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Oxford Science Publications.

Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. Soils and foundations, 32(1), 173-188.

JGS. , Rotterdam, & Netherlands. (1998). Remedial Measures Against Soil Liquefaction: From Investigation and Design to Implementation. The Japonese Geotechnical Society (JGS).

Juang, C. H., Chen, C. J., & Jiang, T. (2001). Probabilistic Framework for Liquefaction Potential by Shear Wave Velocity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(8), 670-678.

Juang, C.H., Yuan, H., Lee, D.-H., & Lin, P.-S. (2003). Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(1), 66-80.

- Kayen, R. E., & Mitchell, J. K. (1997).** Assessment of Liquefaction Potential during Earthquakes by Arias Intensity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12), 1162-1174.
- Kayen, R., Moss, R., Thompson, E., Seed, R., Cetin, K., Der Kiureghian,, A., . . . Tokimatsu, K. (2013).** Shear-Wave Velocity-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 407-419.
- Kishida, H. (1969).** Characteristics of Liquefied Sands during Mino Owari, Tohnankai, and Fukui Earthquake. *Soils and Foundation*, 75-92.
- Konno, K., & Ohmachi, T. (1998).** Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), 228-241.
- Kramer, S. L., & Mayfield, R. T. (2007).** Return Period of Soil Liquefaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(7), 802-813.
- Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006).** Ground Motion Intensity Measures for Liquefaction Hazard Evaluation. *Earthquake Spectra*, 22(2), 413-438.
- Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990).** Manual on Estimating Soil Properties for Fundation Design, Final Report. Project 1493-6, EL-6800, Electric Power Research Insititute, Palo Alto, CA.
- Ladd, R. (1978).** Preparing test specimens using undercompaction. *Geotech. Testing J.*, 1(1),16-23.
- Liang, L., Figueira, J., & Saada, A. (1995).** Liquefaction under random loading: unit energy approach. *Journal of Geotechnical Engineering*, 776-781.
- Liao, S., & Whitman, R. (1986).** Overburden Correction Factors for SPT in Sand - JGED. ASCE, 373-377.
- Lukas, R. (1995).** Geotechnical Engineering Circular No1: Dynamic Compaction.
- Maurer, B. W., Green, R. A., & Taylor, O.-D. S. (2015).** Moving towards an improved index for assessing liquefaction hazard: Lessons from historical data. *Soils and Foundations*, 55(4), 778-787.
- Mella, M.,& Duhart, P. (2010).** Evaluación preliminar de peligros geológicos: Área de Lota, Región del Biobío. Geología para la reconstrucción y la gestión del riesgo, 1-12.

Mitchell, J., & Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior: 3rd Edition. Hoboken: John Wiley & Sons.

Montalva , G., & Bastías , N. (2017). Chilean Strong Ground Motion. Earthquake Spectra 32(4):2549-2566.

Montalva, G., & Leyton, F. (2014). Discussion to: "Shear-Wave Velocity-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 407-419.

Montalva, G., Ruz, F., Roncagliolo, R., & Escare, E. (2017). Liquefaction triggering analysis in megathrust earthquakes. 16th World Conference on Earthquake proceeding, (págs. P-3849). Santiago, Chile.

MOP - DGOP - Direccion Vialidad. (2019). Manual de Carretera - Volumen N°3: Instrucciones y criterios de diseño. Santiago, Chile.

Moss, R., Seed, R., Kayen, R., Stewart, J., Der Kiureghian, A., & Cetin, K. (2006). CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1032-1051.

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. Q.R. of RTRI, 30(1), 25-33.

NCh1515.Of79. (1979). Mecánica de suelos - Determinación de la humedad. Instituto Nacional de Normalizacion .

NCh1516.Of79. (1979). Mecánica de suelos - Determinación de la densidad en el terreno - Método del cono de arena. Instituto Nacional de Normalizacion.

NCh1517/1.Of97. (1979). Mecánica de suelos - Límites de consistencia - Parte 1: Determinación del límite líquido. Instituto Nacional de Normalizacion.

NCh1517/2.Of79. (1979). Mecánica de suelos - Límites de consistencia - Parte 1: Determinación del límite plástico. Instituto Nacional de Normalizacion.

NCh1517/3.Of79. (1979). Mecánica de suelos - Límites de consistencia - Parte 1: Determinación del límite de contracción. Instituto Nacional de Normalizacion.

NCh1532.Of80. (1980). Mecánica de suelos - Determinación de la densidad de partículas sólidas. Instituto Nacional de Normalización.

NCh1726.Of80. (1980). Mecánica de suelos - Determinación de las densidades máxima y mínima y cálculo de la densidad relativa en suelos no cohesivos. Instituto Nacional de Normalización.

NCh3364.Of14. (2014). Geotecnia - Ensayo de Penetración Estándar. Instituto Nacional de Normalización.

NYSDOT. (2015). Liquefaction Potential of Cohesionless Soils. State of New York: GDP-9.

NZGS y MBIE . (2016). Guidelines for Earthquake Geotechnical Practice in New Zealand.

Olgun. (2010). Seismic Response of Columnar Reinforced Ground. 5th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

Onoue, A. (s.f.). Diagrams Considering well Resistance for Designing Spacing Ratio of Gravel Draings. Soils and Fundations, Japanese Soc. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 28(3),1988: 160-168.

Orense, R. (2005). Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 225-240.

Pathak, S., & Dalvi, A. (2013). Elementary empirical model to assess seismic soil liquefaction. Natural Hazards, 425-440.

Perlea, V., & Perlea, M. (1984). Die dynamische Stabilität sandiger Böden (in Rumänischer Sprache). Editura Tehnica, Bucuresti.

Priebe. (1998). Vibro Replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Ground Engineering.

Robertson, P. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system – an update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12), 1910-1927.

Robertson, P., & Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 442-459.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Berkeley, California: EERI Monograph.

Seed, H. B., & Lee, K. L. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 92, 105–134.

Seed, H. I., & Banerjee, N. (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. University of California, Berkeley: EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center.

Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE 97(SM9), 1249–1273.

Seed, H., & Idriss, I. (1982). Ground motion and soil liquefaction during earthquakes. Oakland, Ca: Monograph, Earthquake Engineering Research Institute.

Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1985). Influence of SPT Procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of Geotechnical Engineering, 1425–1445.

Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., . . . Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a Unified and Consistent Framework, Keynote Presentation. Long Beach, California: 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar.

Sego, D., Robertson, P., Sasitharan, S., Kilpatrick, B., & Pillai, V. (2011). Ground freezing and sampling of foundation soils at Duncan Dam. Canadian Geotechnical Journal 31(6):939–950.

SESAME. (2001-2004). Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations measurements, processing and interpretation. SESAME.

Skempton, A. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique, 36(3), 425–447.

Terzaghi, K. (1925). Principles of Soil Mechanics. Engineering News-Record, 95, 19–27.

Thevanayagam, S., Shethan, T., Mohan, S., & Liang, J. (2002). Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(10), 849–859.

Tokimatsu, J., Ohara, A., & Yoshimi, Y. (1994). In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range. *Geotechnique*, 44(3), pp. 479–494.

Tonkin & Taylor Ltd. . (2013). Liquefaction vulnerability study . Christchurch, NZ; T&T Ref: 52020.0200/v.1.0.

Turner, B., Brandenburg, S., & Stewart, J. (2014). Evaluation of collapse and non-collapse of parallel bridges affected by liquefaction and lateral spreading. PEER Report. 2014/10, University of California, Berkeley, CA.

UNE-EN 12716. (s.f.). Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Inyecciones de alta presión. Jet Grouting. AEN/CTN 103 Geotecnia, COMITÉ TÉCNICO.

Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M., Cubrinovski, M., Bray, J.,... Cowan, H. (2014). Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. *Earthquake Spectra*, 30(1), 31–55.

Wang, W. (1979). Some Findings in Soil Liquefaction. Beijing: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.

Yoshimi, Y., & Oh-oka, H. (1975). Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand. *Soils and Foundations*, 27–40.

Youd, T., & Hoose, S. (1977). Liquefaction susceptibility and geologic setting. Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, (págs. 2189–2194).

Youd, T., & Noble, S. (1997). Liquefaction Criteria Based on Statistical and Probabilistic Analyses. Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, (págs. 201–205).

Youd, T., Idriss, I., Andrus, R., Arango, I., Castro, G., Christian, J.,... Stokoe II, K. (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 817–833.

Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. (2004). Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 861–871.

17. Anexos

Anexo A. Aplicación metodológica de evaluación de licuación

A1. Proyecto "M3 - Buenos Aires SPT #2"

a) Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional

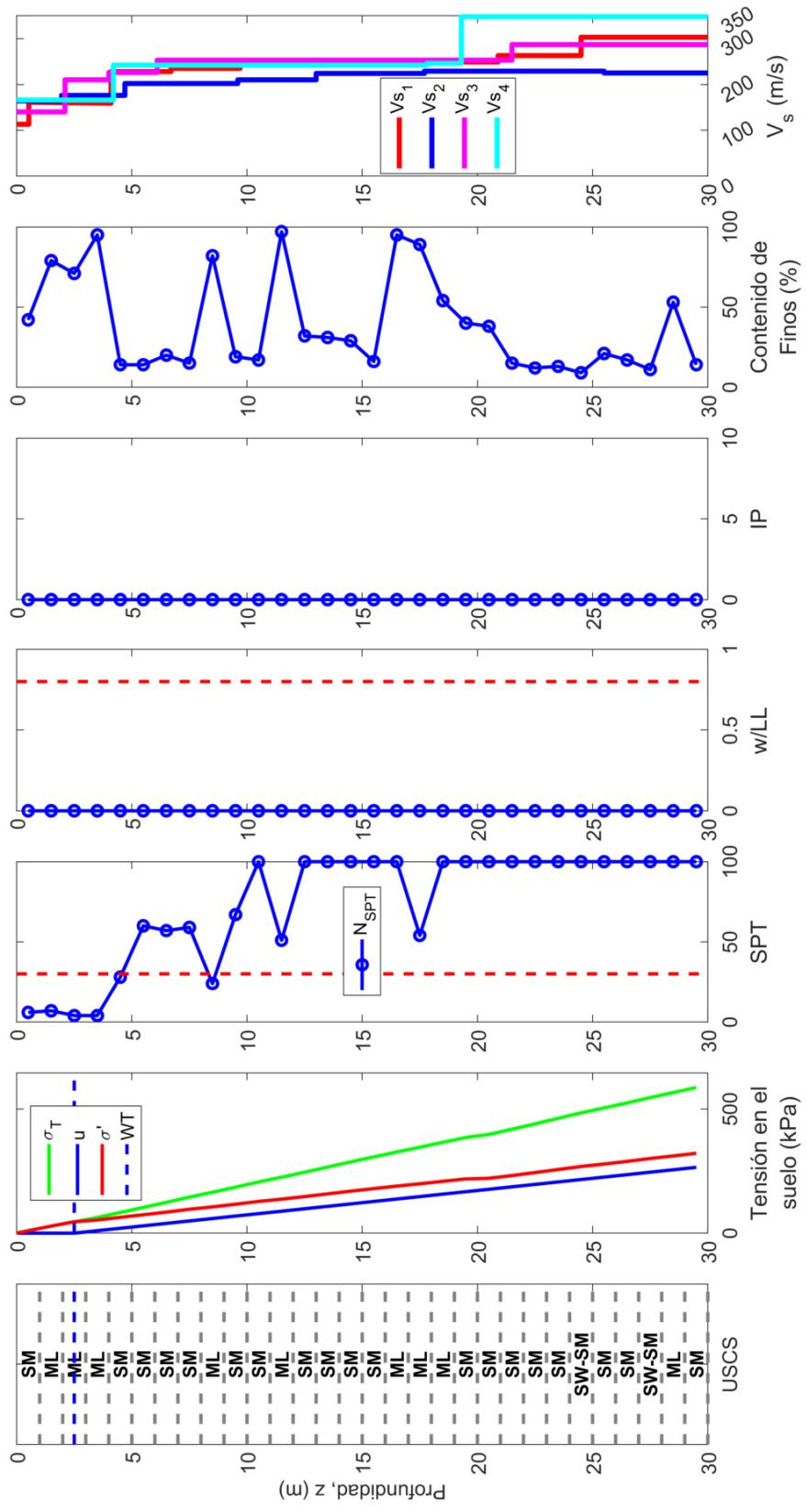
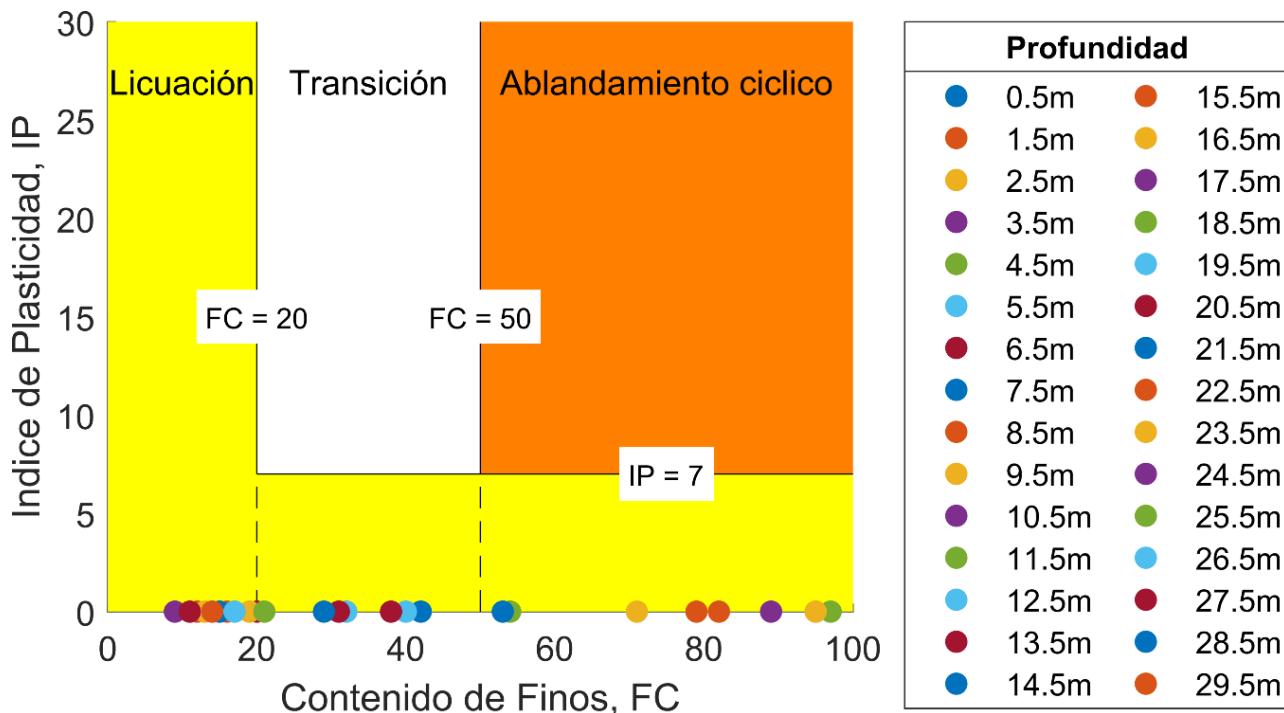
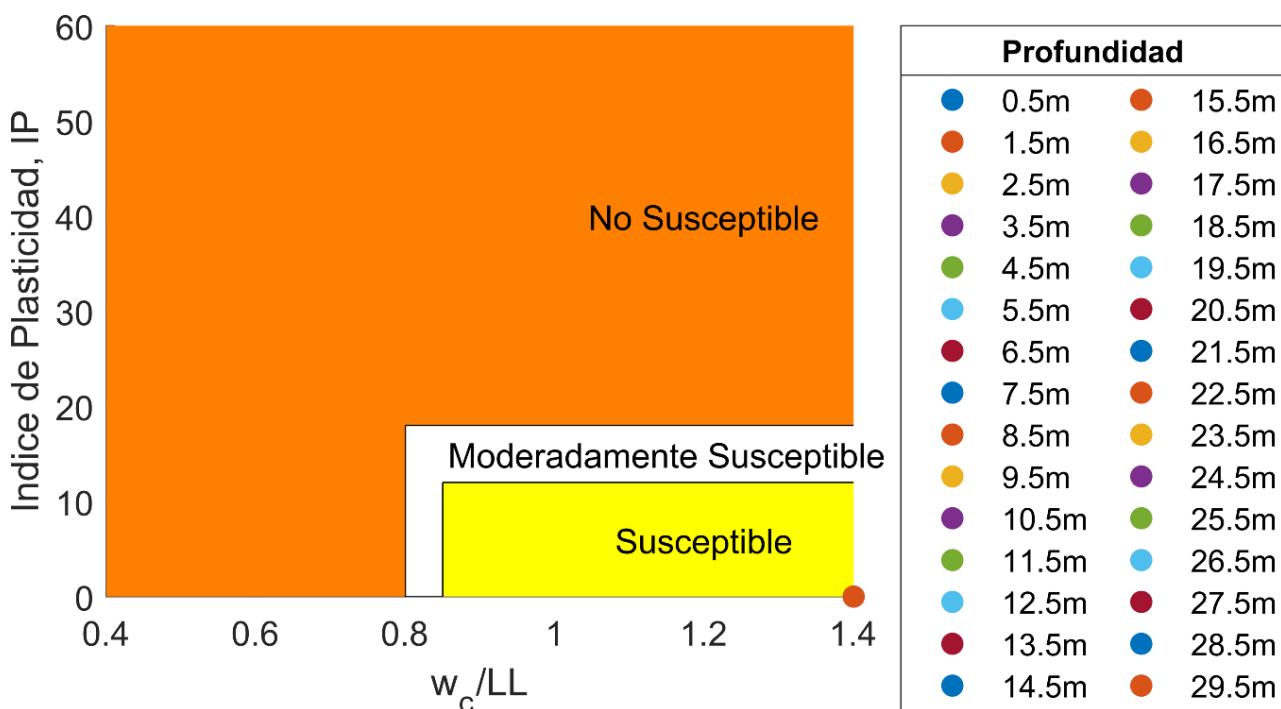


Figura 88: Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional; Proyecto: Buenos Aires - SPT #2; Ciudad: Santa Juana.

b) Criterios de susceptibilidad



↑ Figura 89: Criterio de Susceptibilidad basado en Armstrong y Malwick (2016). Proyecto: Buenos Aires - SPT #2; Ciudad: Santa Juana.



↑ Figura 90: Criterio de Susceptibilidad basado en Bray y Sancio (2006). Proyecto: Buenos Aires - SPT #2; Ciudad: Santa Juana.

c) Evaluación de licuación y asentamientos

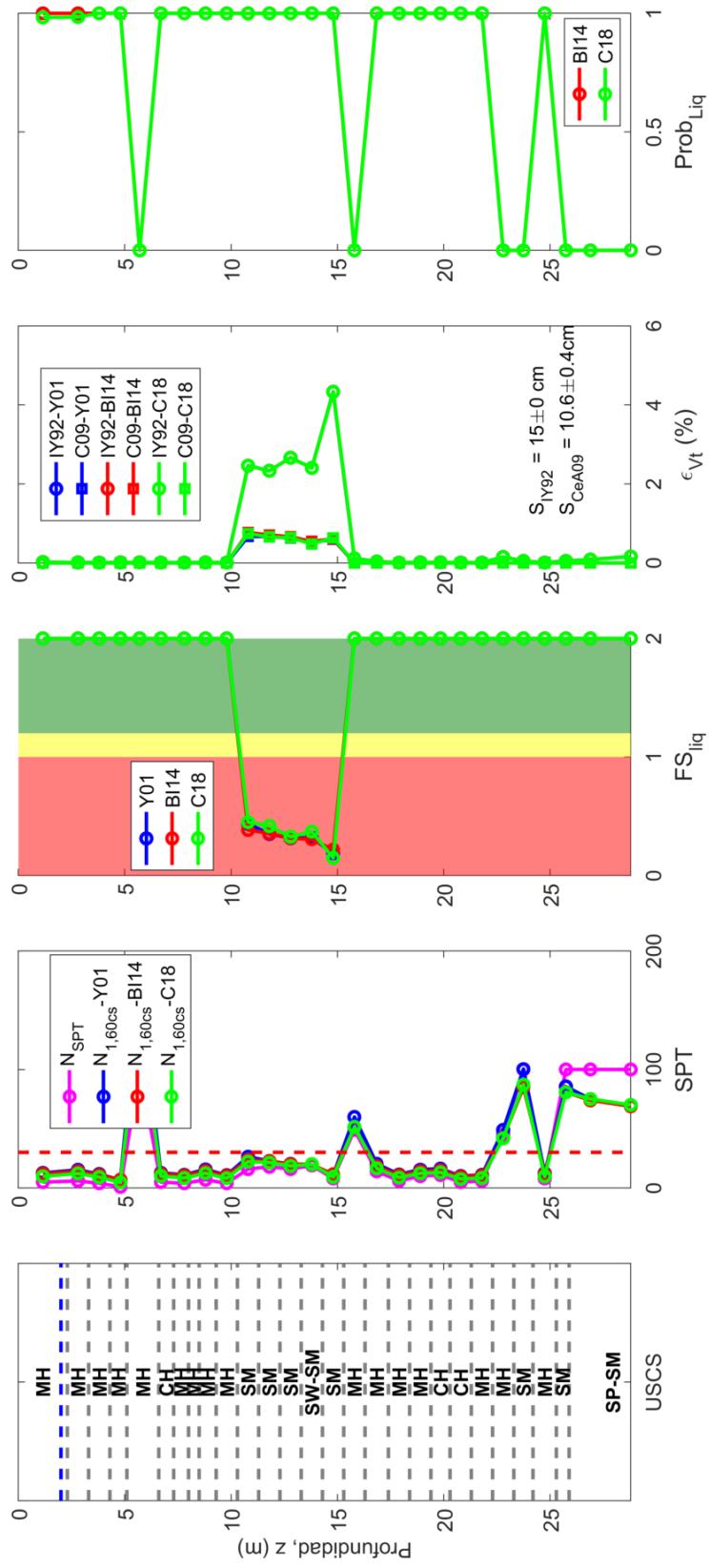


Figura 91: Evaluación de licuación con base en SPT y estimación de asentamientos. Proyecto: Buenos Aires - SPT #2; Ciudad: Santa Juana | Mw7.9 | PGA: 0.42g.

Proyecto: Buenos Aires - Vs #4 | Ciudad: Santa Juana | Mw: 7.9 | PGA: 0.42g

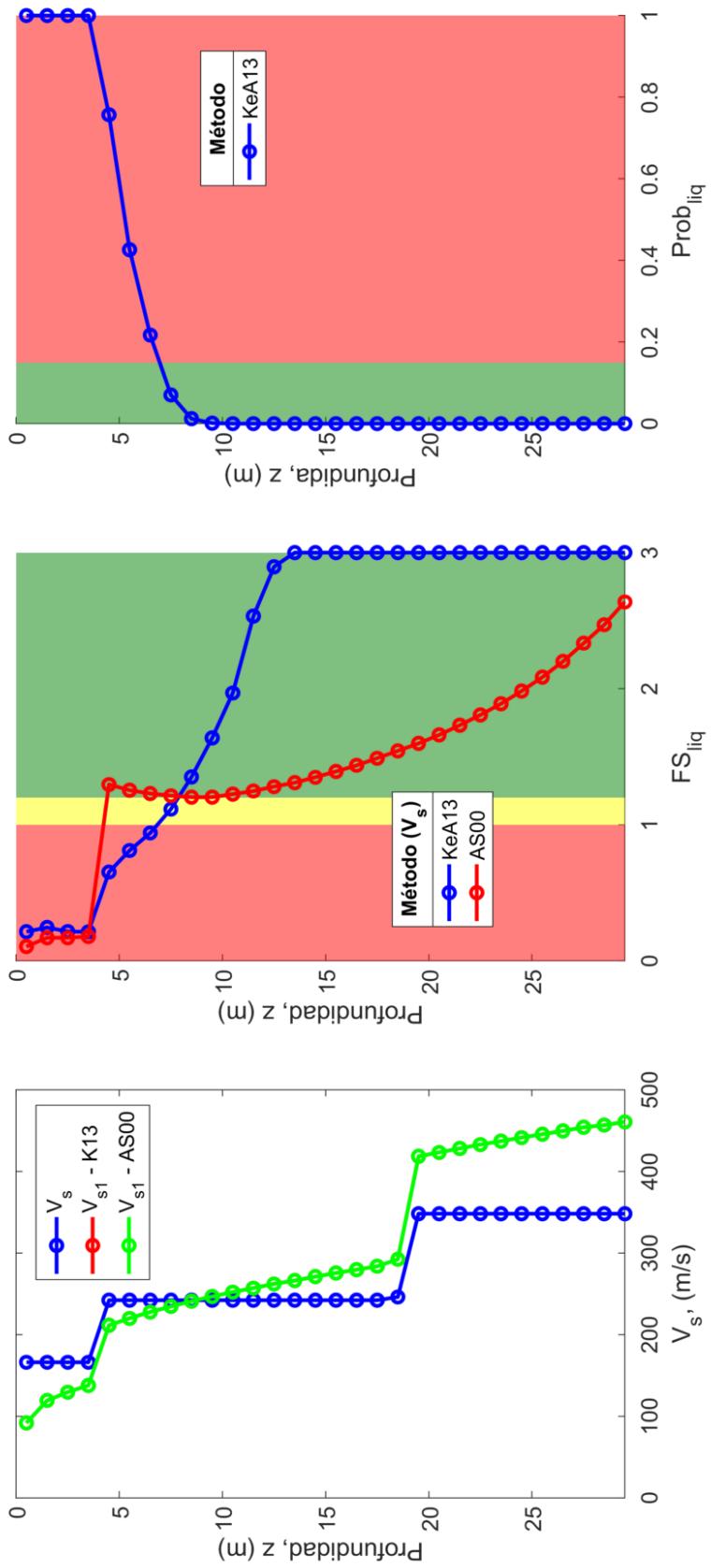


Figura 92: Evaluación de licuación con base en Vs. Proyecto: Buenos Aires - VS #4; Ciudad: Santa Juana | Mw: 7.9 | PGA: 0.42g.

d) Índices de severidad

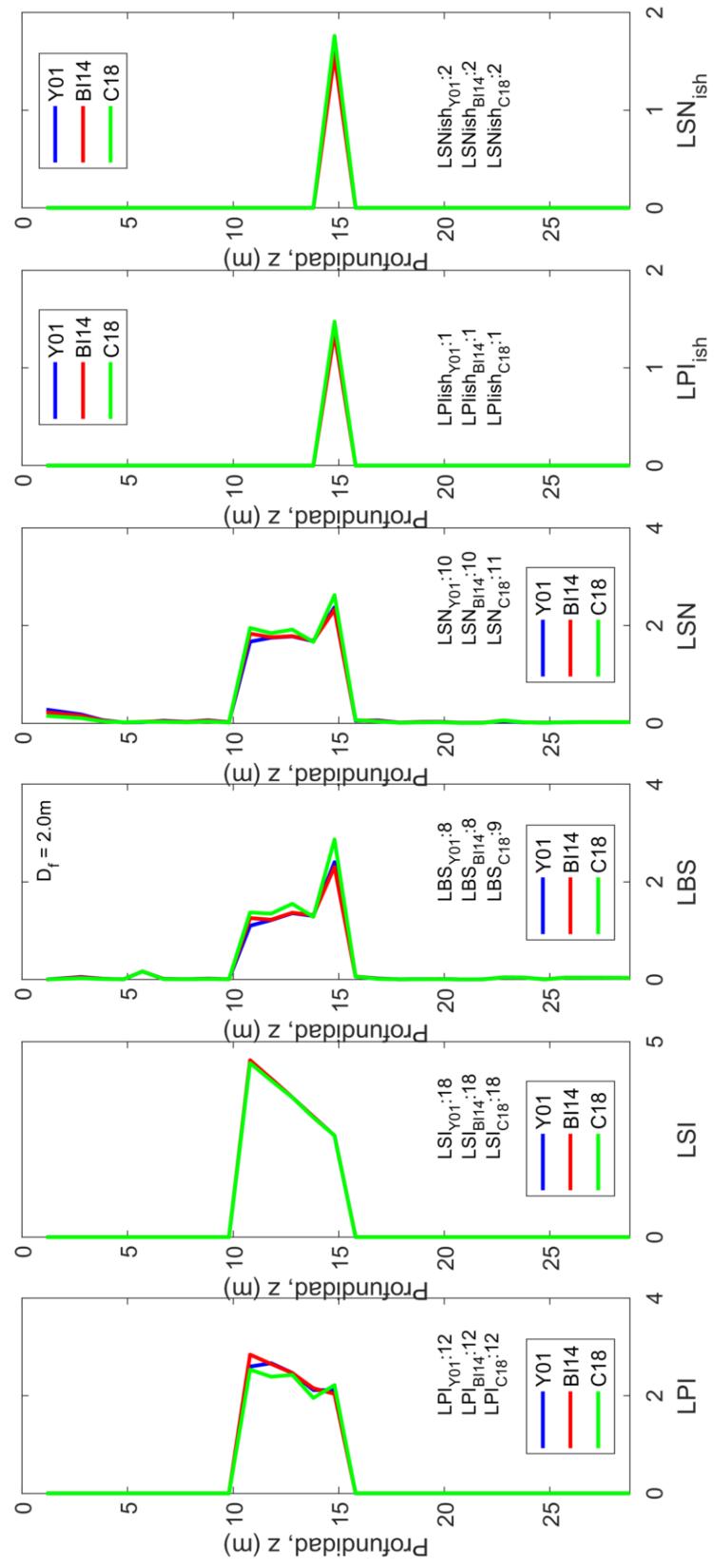


Figura 93: Indicadores de Severidad. Proyecto: Buenos Aires – SPT #2; Ciudad: Valdivia.

a) Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional

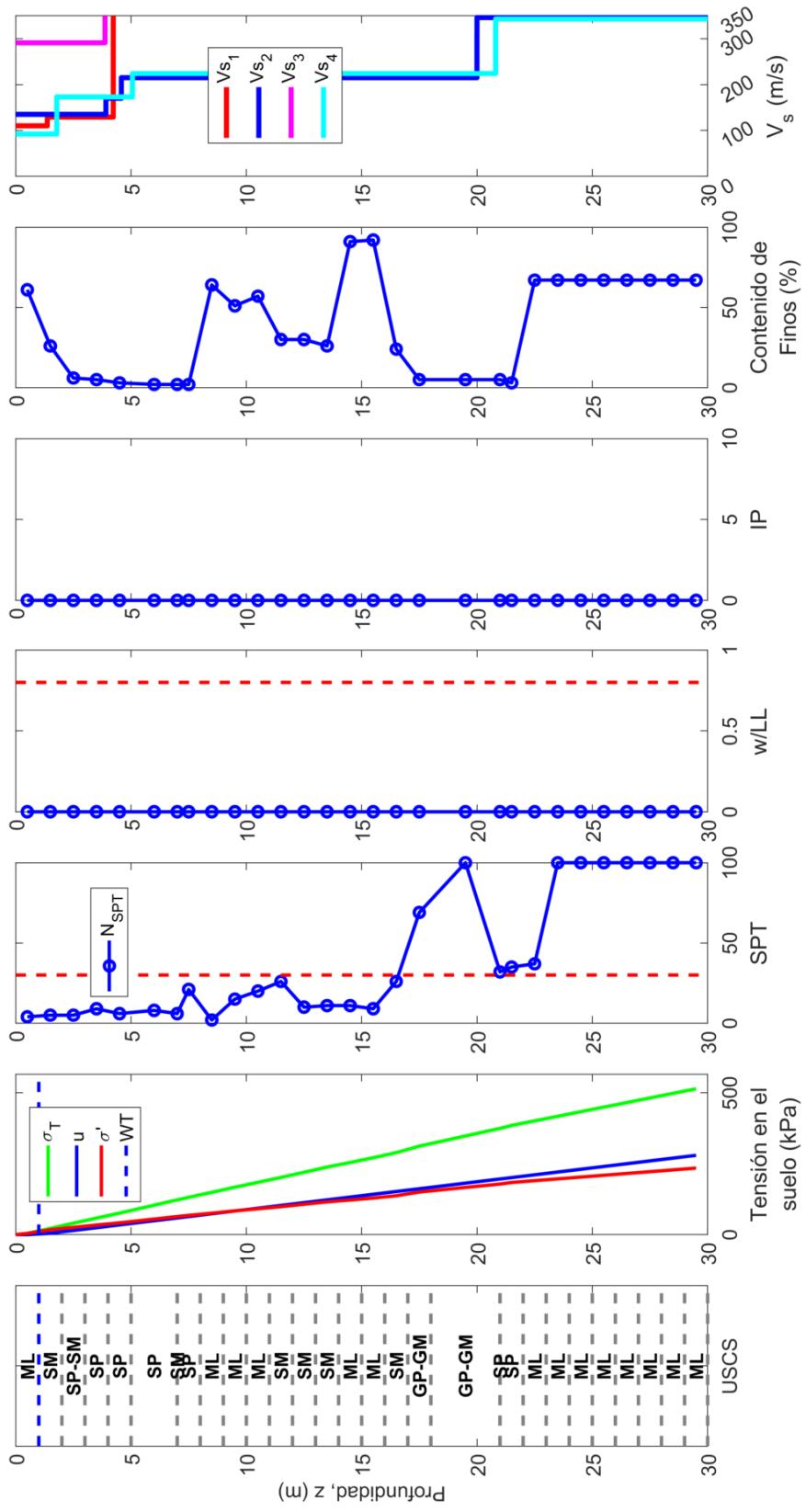
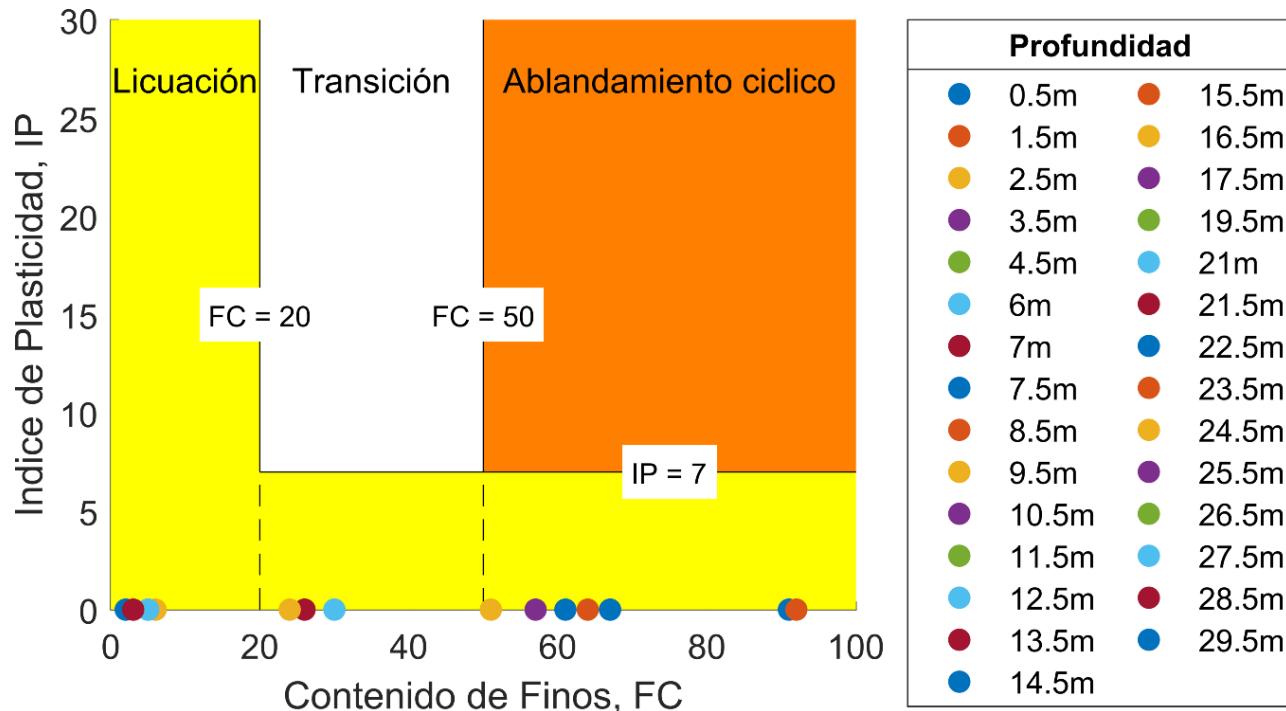
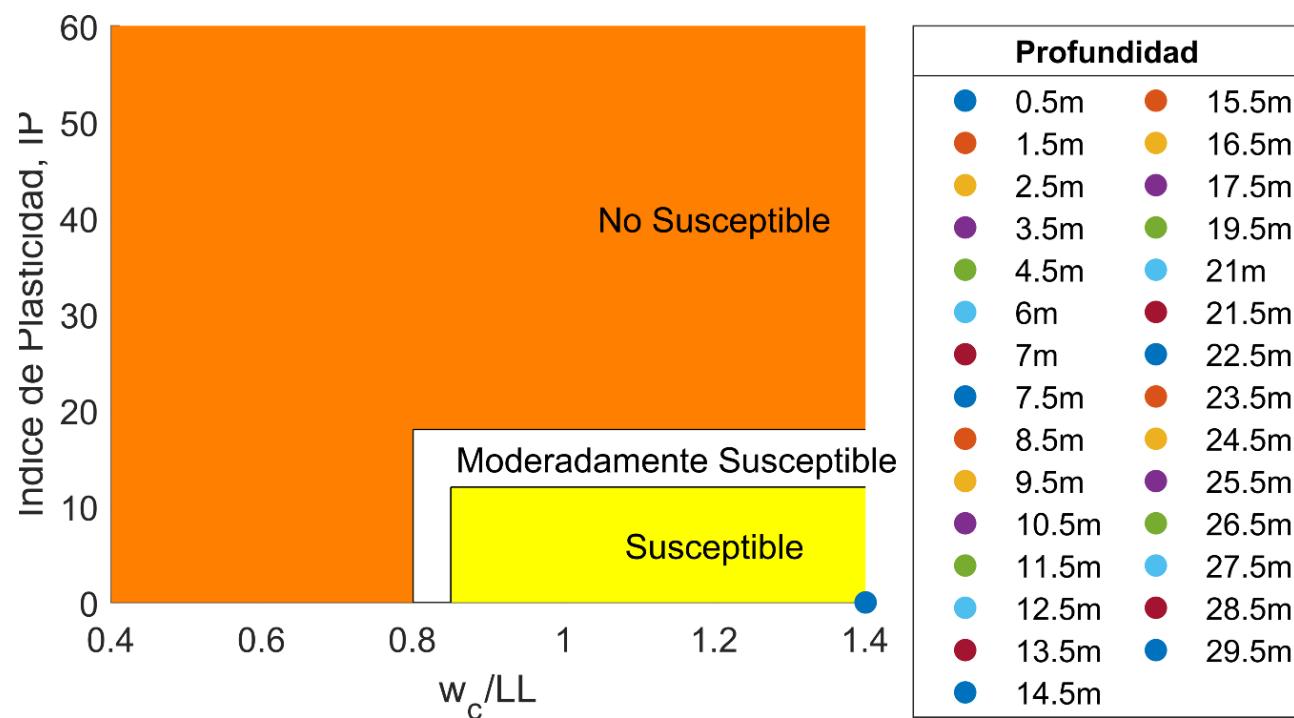


Figura 94: Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional; Proyecto: Puerto Aysén – SPT #1; Ciudad: Aysén.

b) Criterios de susceptibilidad



↑ Figura 95: Criterio de Susceptibilidad basado en Armstrong y Malwick (2016). Proyecto: Puerto Aysén - SPT #1; Ciudad: Aysén.



↑ Figura 96: Criterio de Susceptibilidad basado en Bray y Sancio (2006). Proyecto: Puerto Aysén - SPT #1; Ciudad: Aysén.

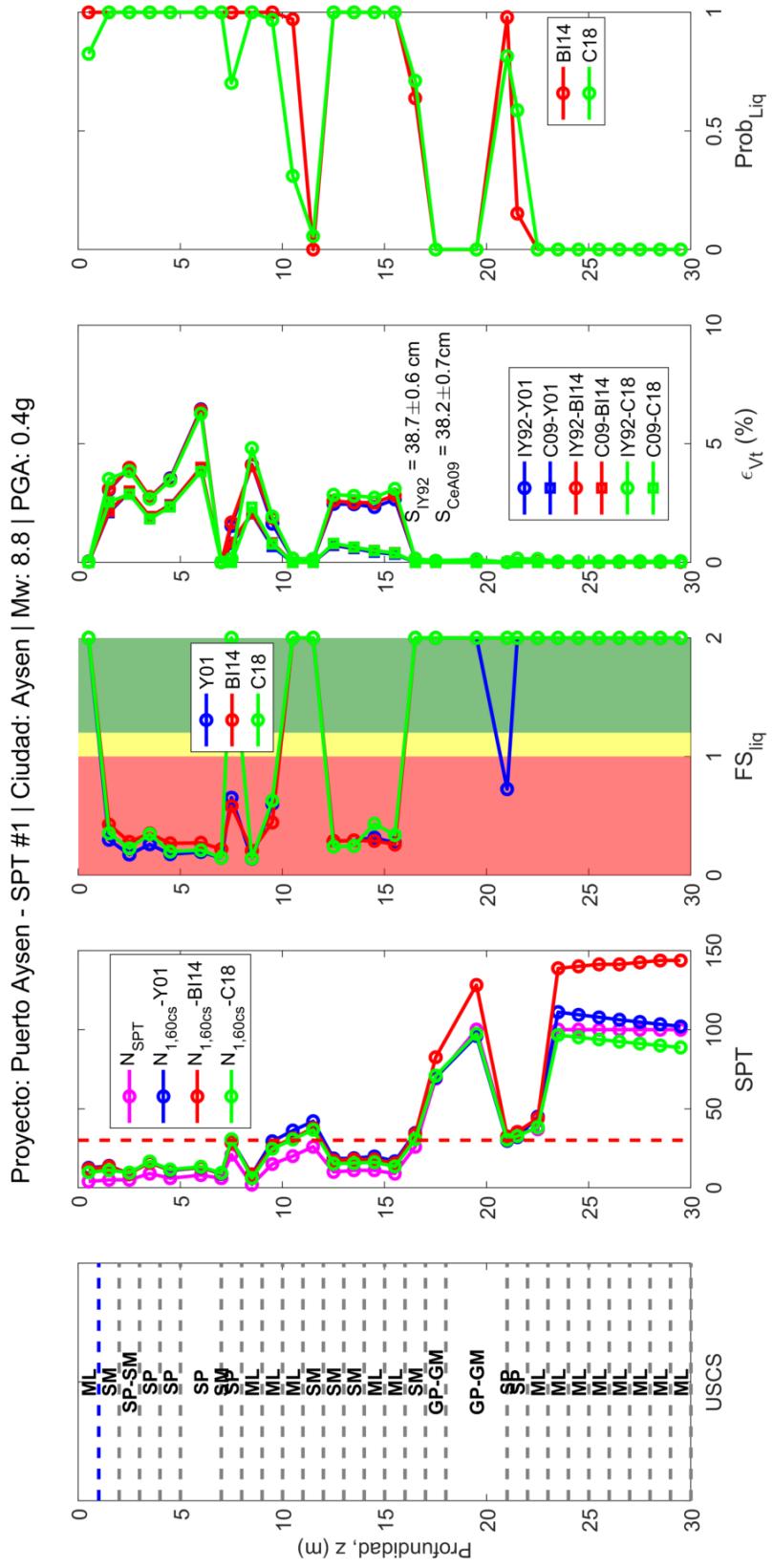


Figura 97: Evaluación de licuación con base en SPT y estimación de asentamientos. Proyecto: Puerto Ayés – SPT #1; Ciudad: Ayés | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

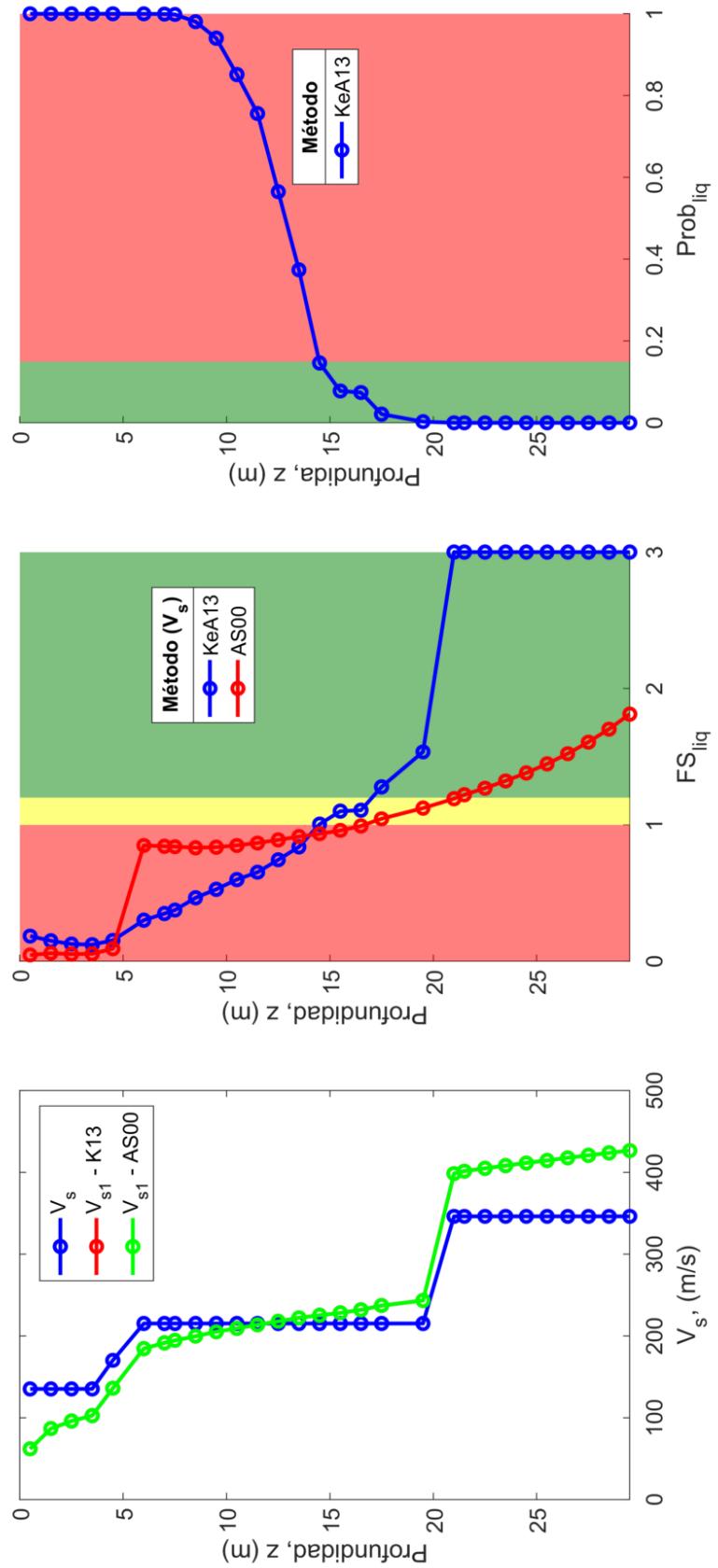


Figura 98: Evaluación de licuación con base en V_s . Proyecto: Puerto Aysén - V_s #2; Ciudad: Aysén | MM: 8.8 | PGA: 0.4g.

d) Índices de severidad

Proyecto: Puerto Aysen - SPT #1 | Indicadores de Severidad

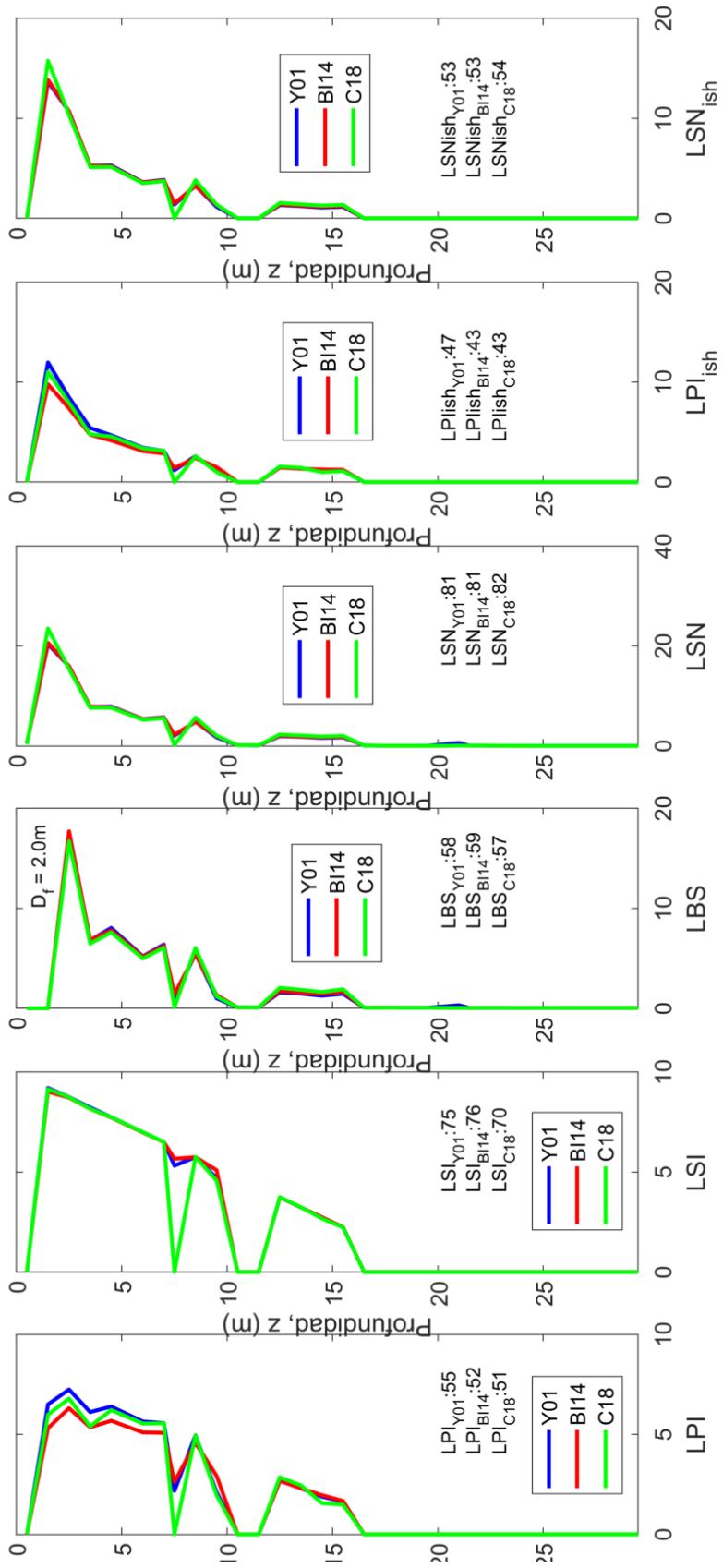


Figura 99: Indicadores de Severidad. Proyecto: Puerto Aysén - SPT #1; Ciudad: Aysén.

a) Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional

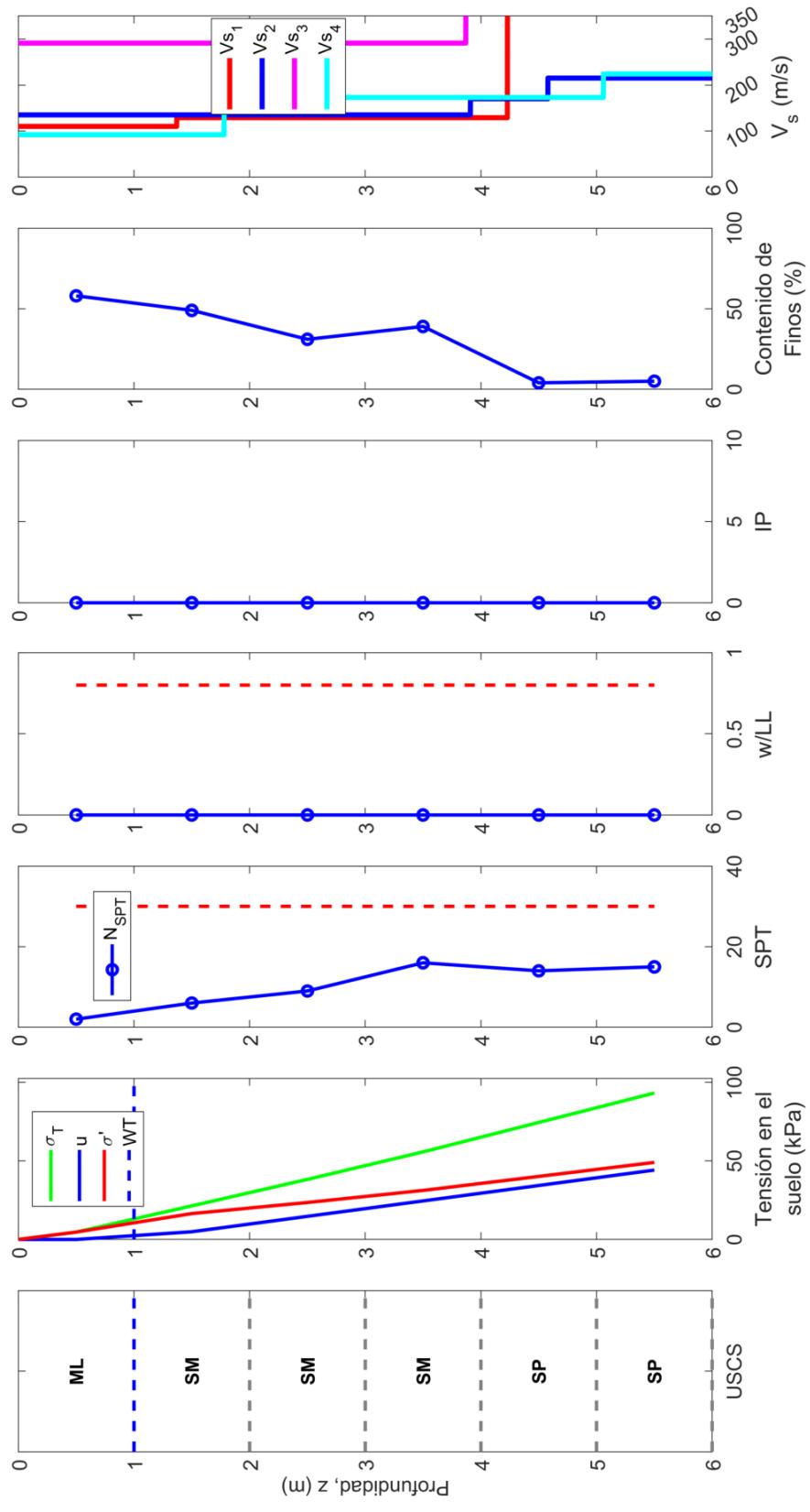
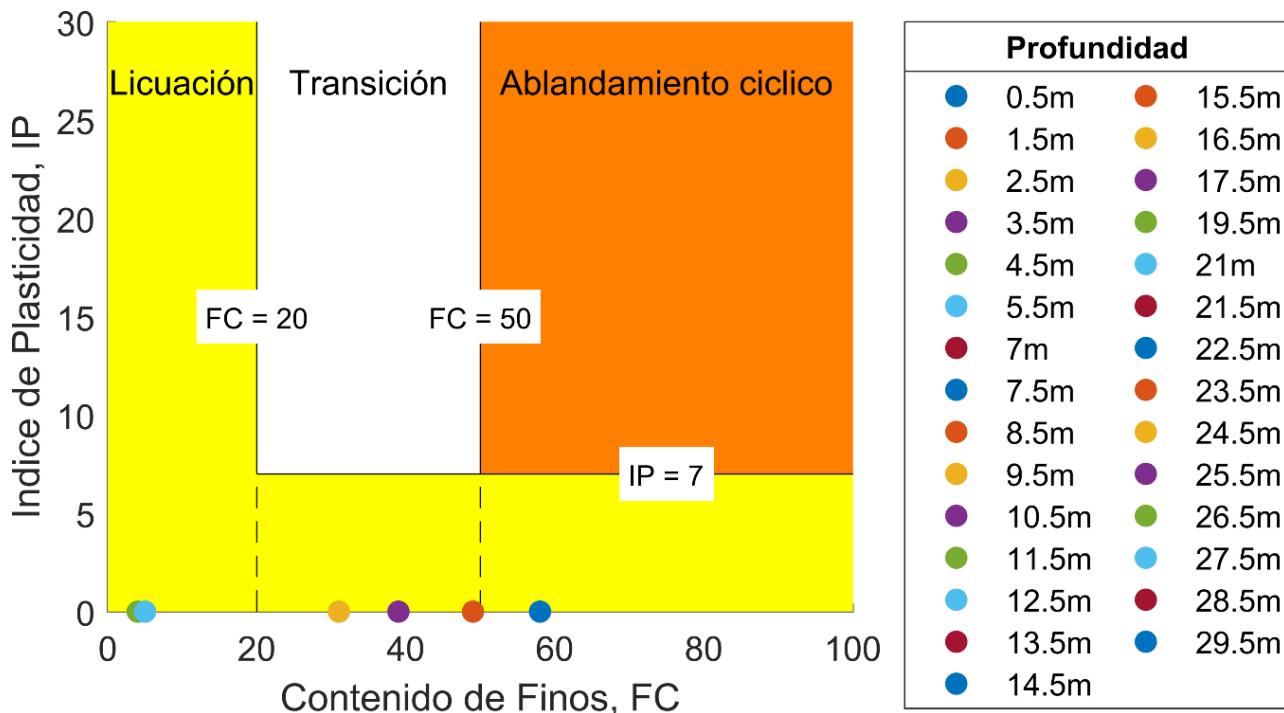
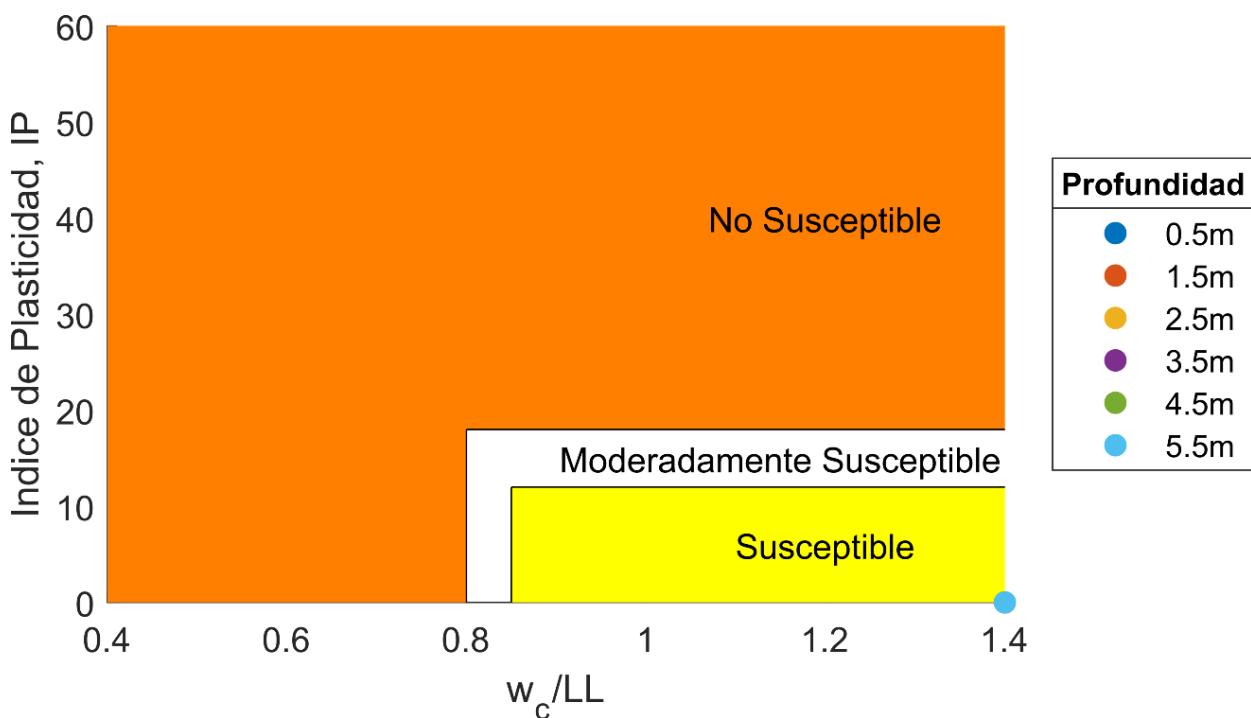


Figura 100: Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional, Proyecto: Puerto Aysén - SPT #2; Ciudad: Aysén.

b) Criterios de susceptibilidad



↑ Figura 101: Criterio de Susceptibilidad basado en Armstrong y Malwick (2016). Proyecto: Puerto Aysén – SPT #2; Ciudad: Aysén.



↑ Figura 102: Criterio de Susceptibilidad basado en Bray y Sancio (2006). Proyecto: Puerto Aysén – SPT #2; Ciudad: Aysén.

c) Evaluación de licuación y asentamientos

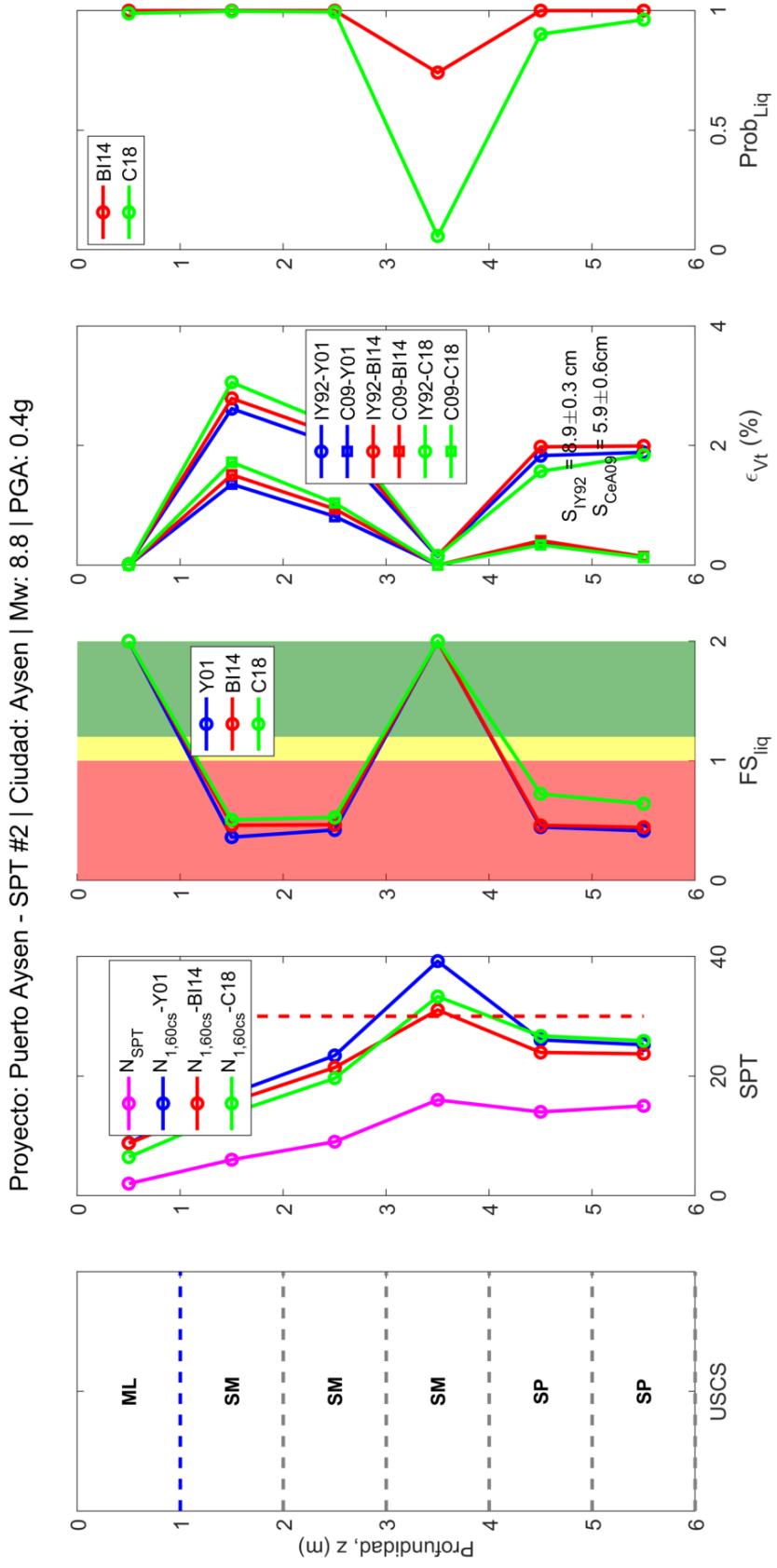


Figura 103: Evaluación de licuación con base en SPT y estimación de asentamientos. Proyecto: Puerto Aysén - SPT #2; Ciudad: Aysén | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

Proyecto: Puerto Aysen - Vs #4 | Ciudad: Aysen | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g

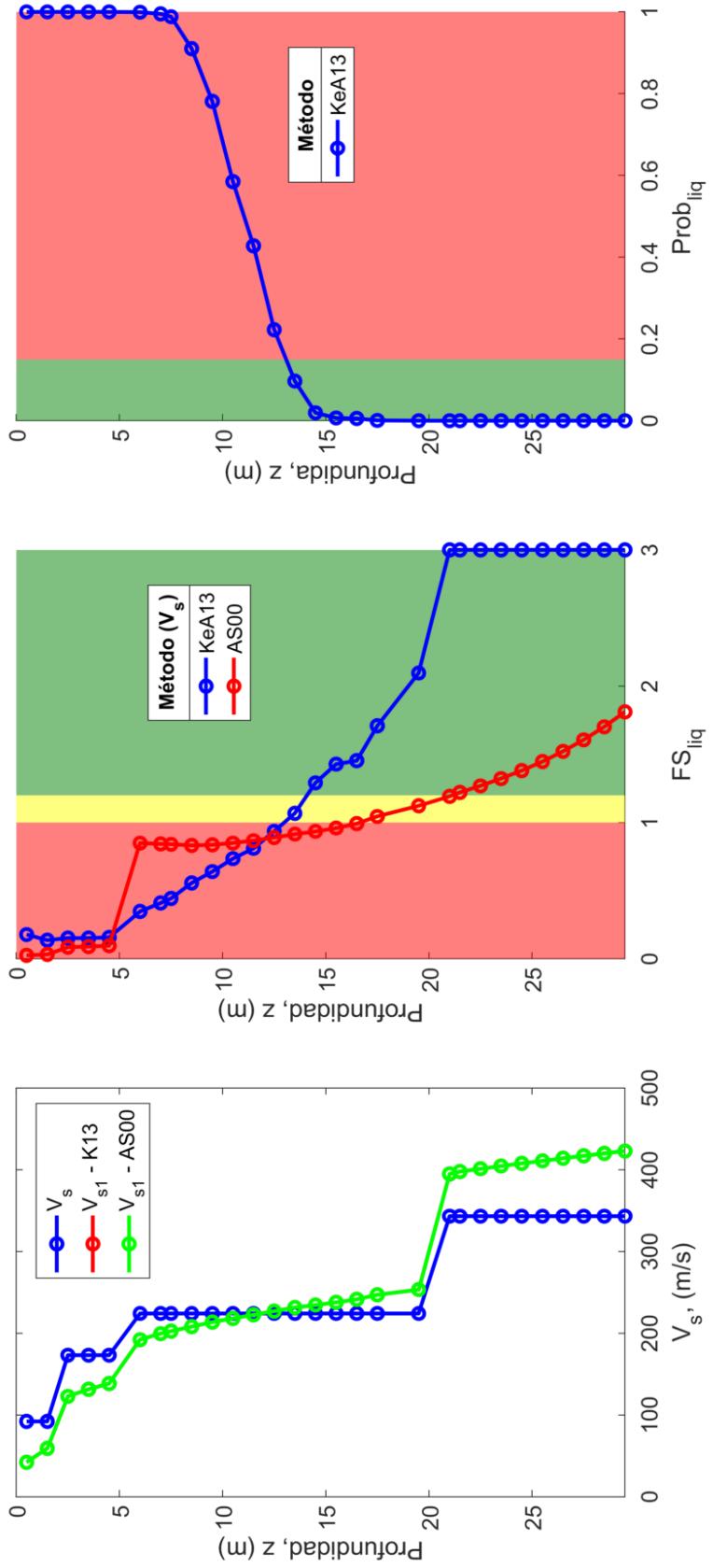


Figura 104: Evaluación de licuación con base en Vs. Proyecto: Puerto Aysén – Vs #2; Ciudad: Aysén | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

d) Índices de severidad

Proyecto: Puerto Aysén - SPT #2 | Indicadores de Severidad

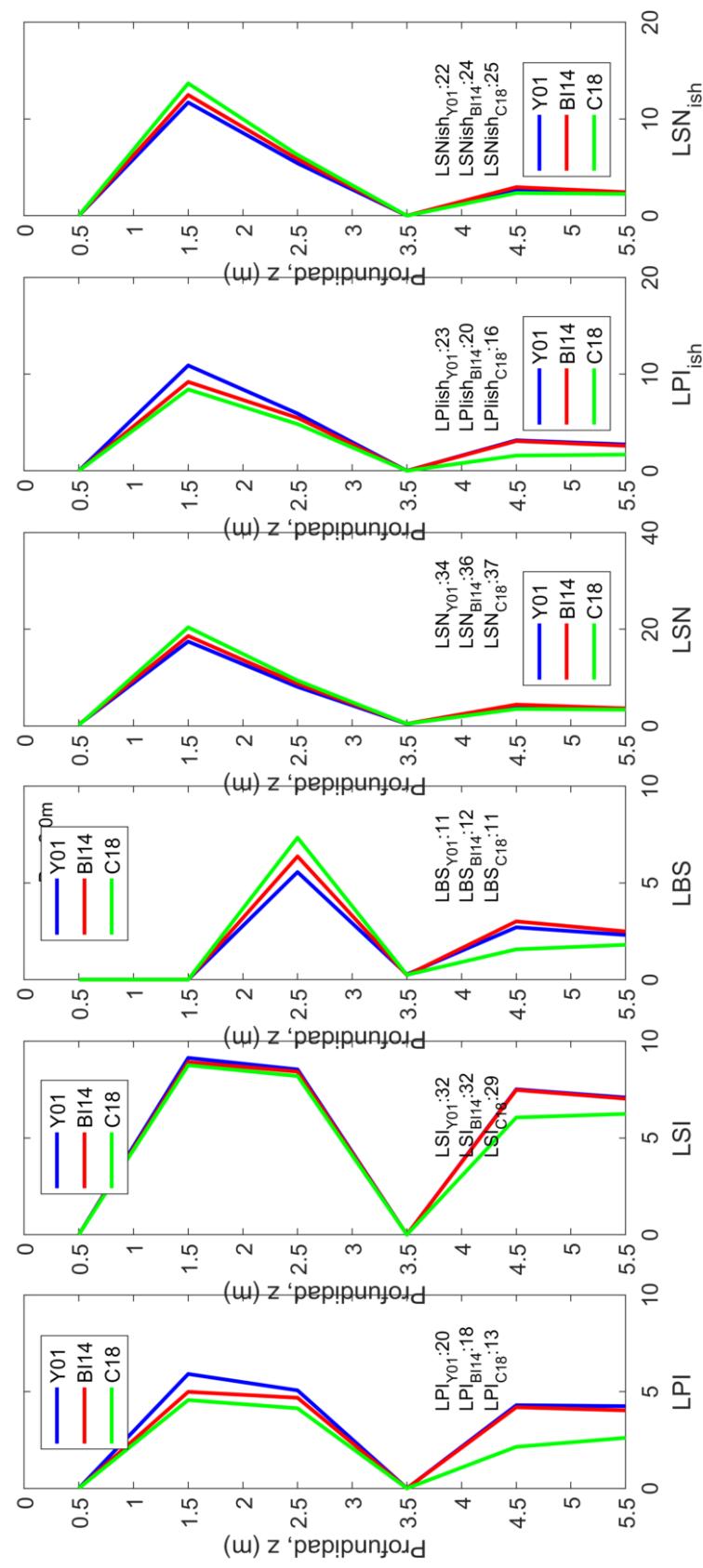


Figura 105: Indicadores de Severidad. Proyecto: Puerto Aysén - SPT #2; Ciudad: Aysén.

a) **Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional**

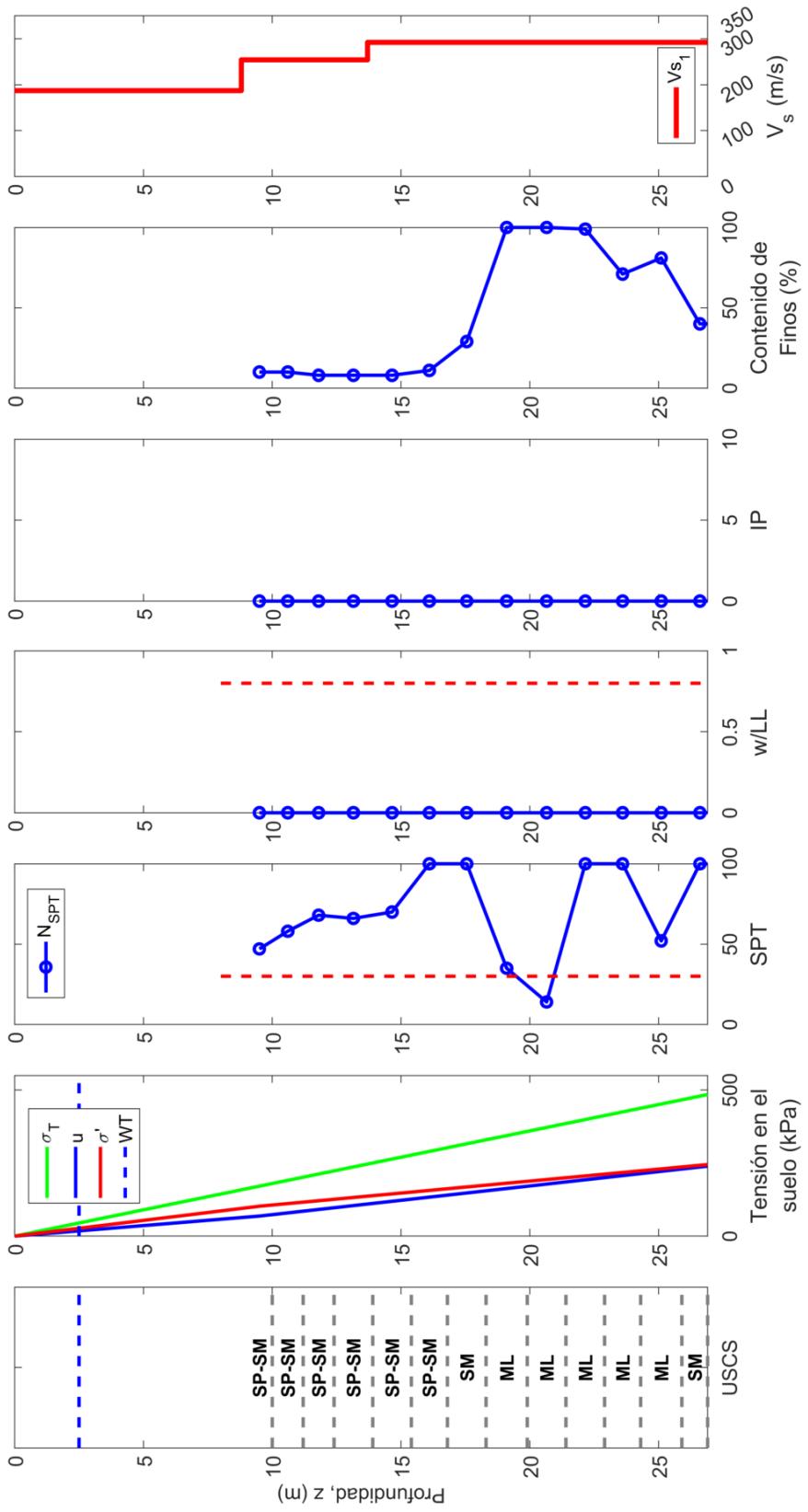
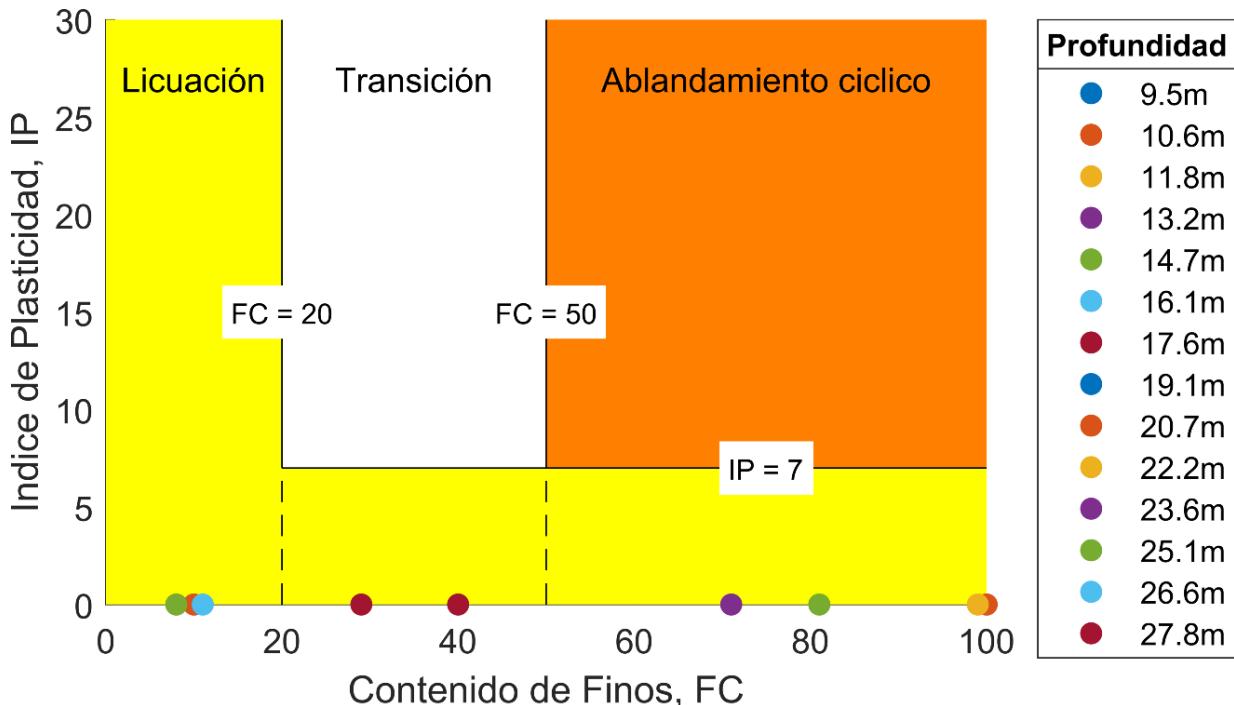
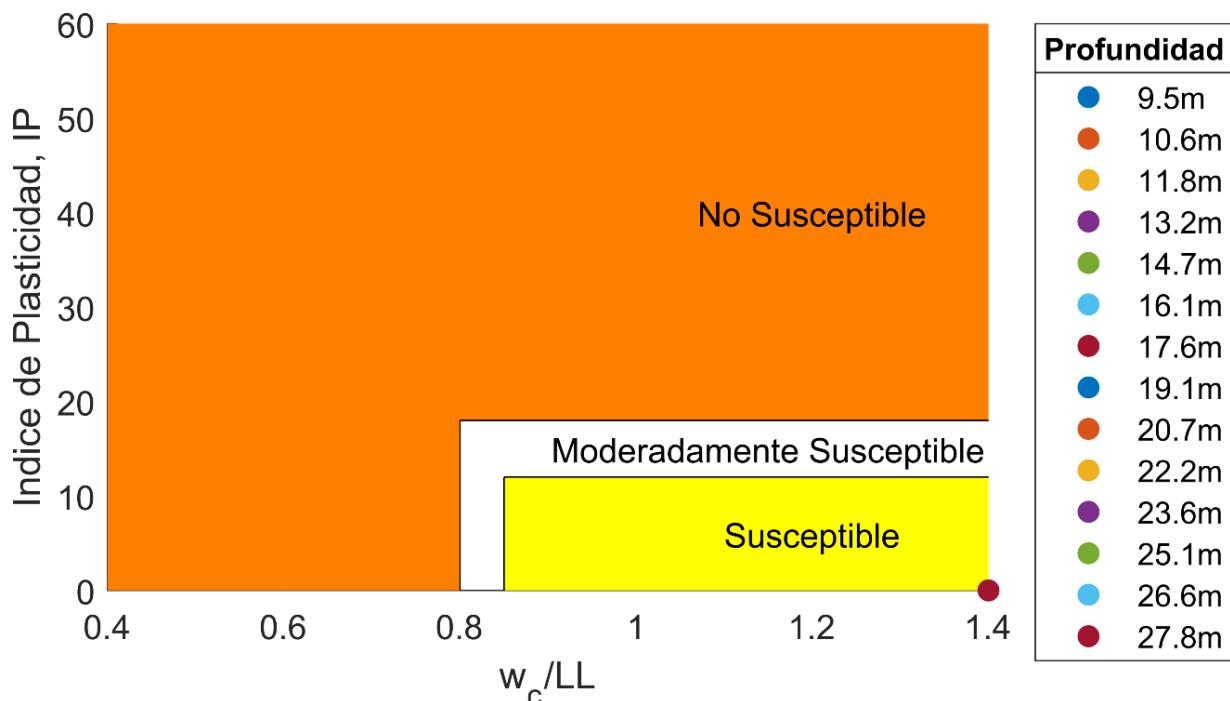


Figura 106: Estratigráfica, propiedades, índices y estado tensional; Proyecto: Aurora de Chile 1 - SPT #2; Ciudad: Concepción.

b) Criterios de susceptibilidad



↑ Figura 107: Criterio de Susceptibilidad basado en Armstrong y Malwick (2016). Proyecto: Aurora de Chile 1 - SPT #2; Ciudad: Concepción.



↑ Figura 108: Criterio de Susceptibilidad basado en Bray y Sancio (2006). Proyecto: Aurora de Chile 1 - SPT #2; Ciudad: Concepción.

c) Evaluación de licuación y asentamientos

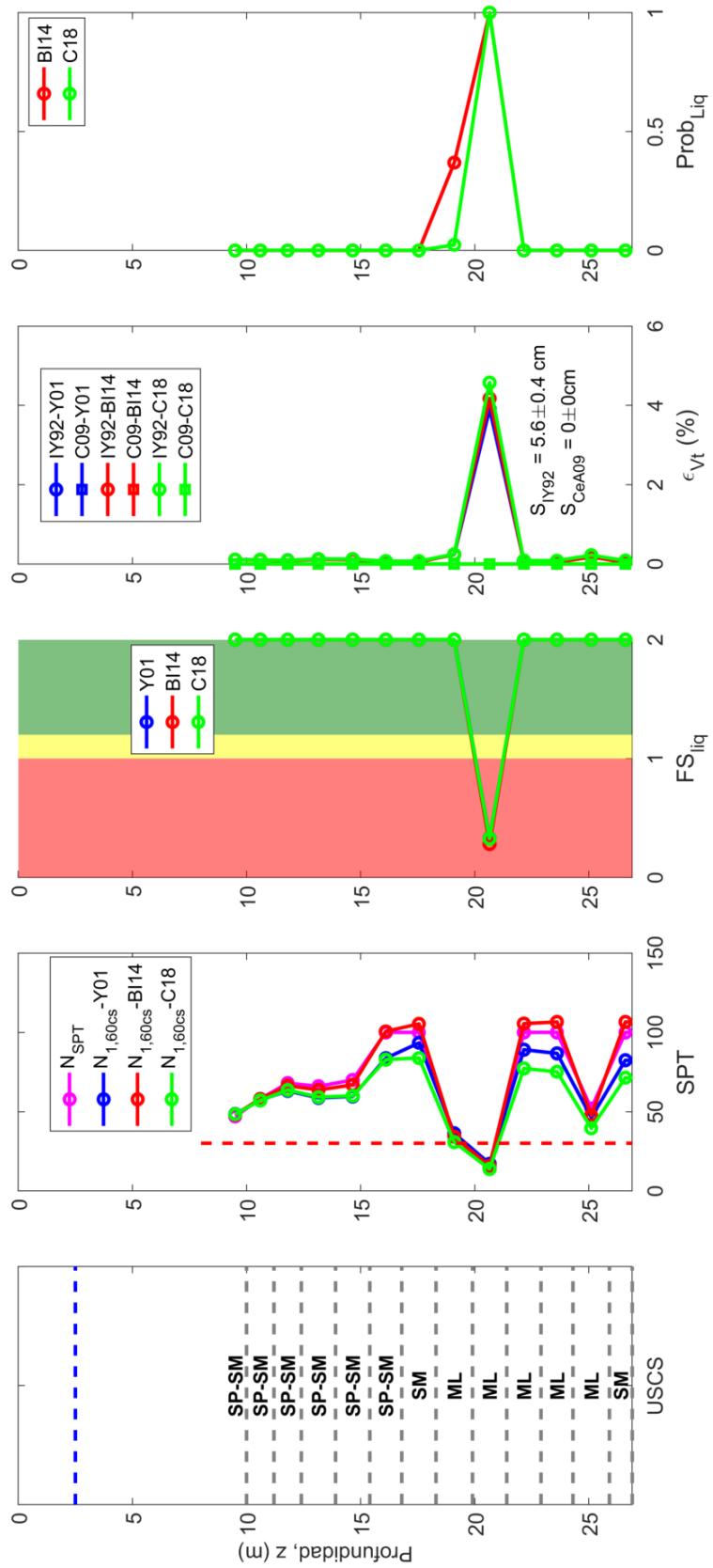


Figura 109: Evaluación de licuación con base en SPT y estimación de asentamientos. Proyecto: Aurora de Chile 1 - SPT #2; Ciudad: Concepción | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

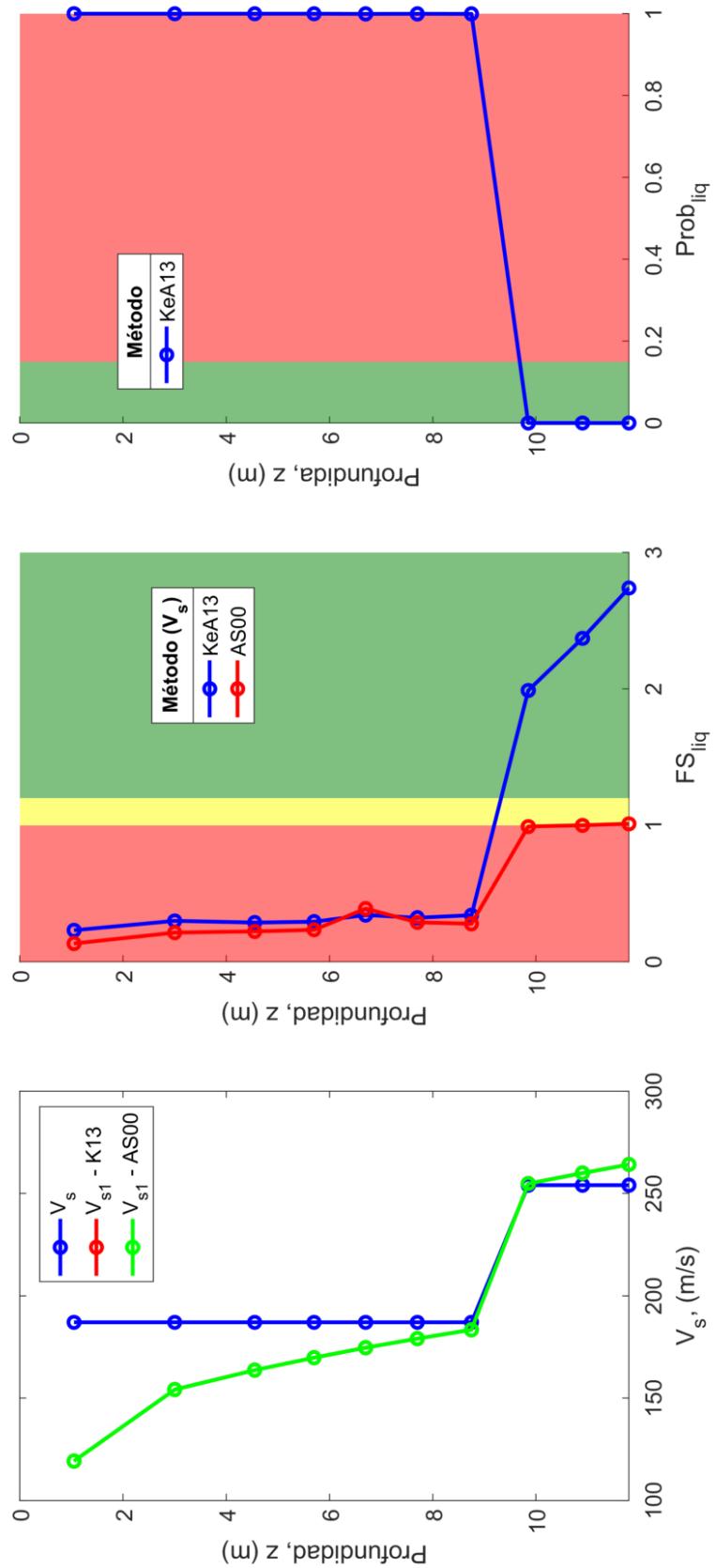


Figura 110: Evaluación de licuación con base en Vs. Proyecto: Aurora de Chile 1 - Vs # 4; Ciudad: Concepción | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

d) Índices de severidad

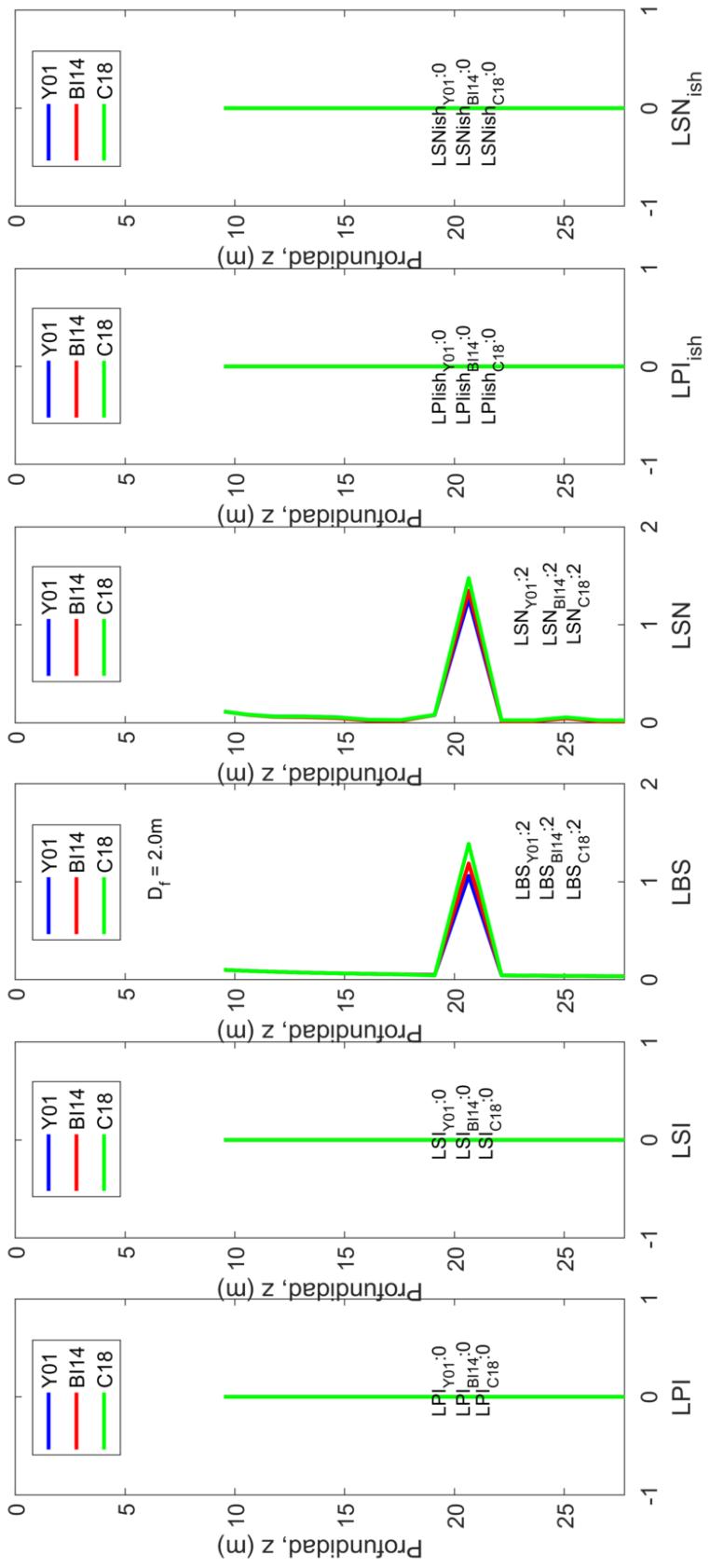


Figura 111: Indicadores de Severidad. Proyecto: Aurora de Chile 1 - SPT # 2; Ciudad: Concepción.

a) **Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional**

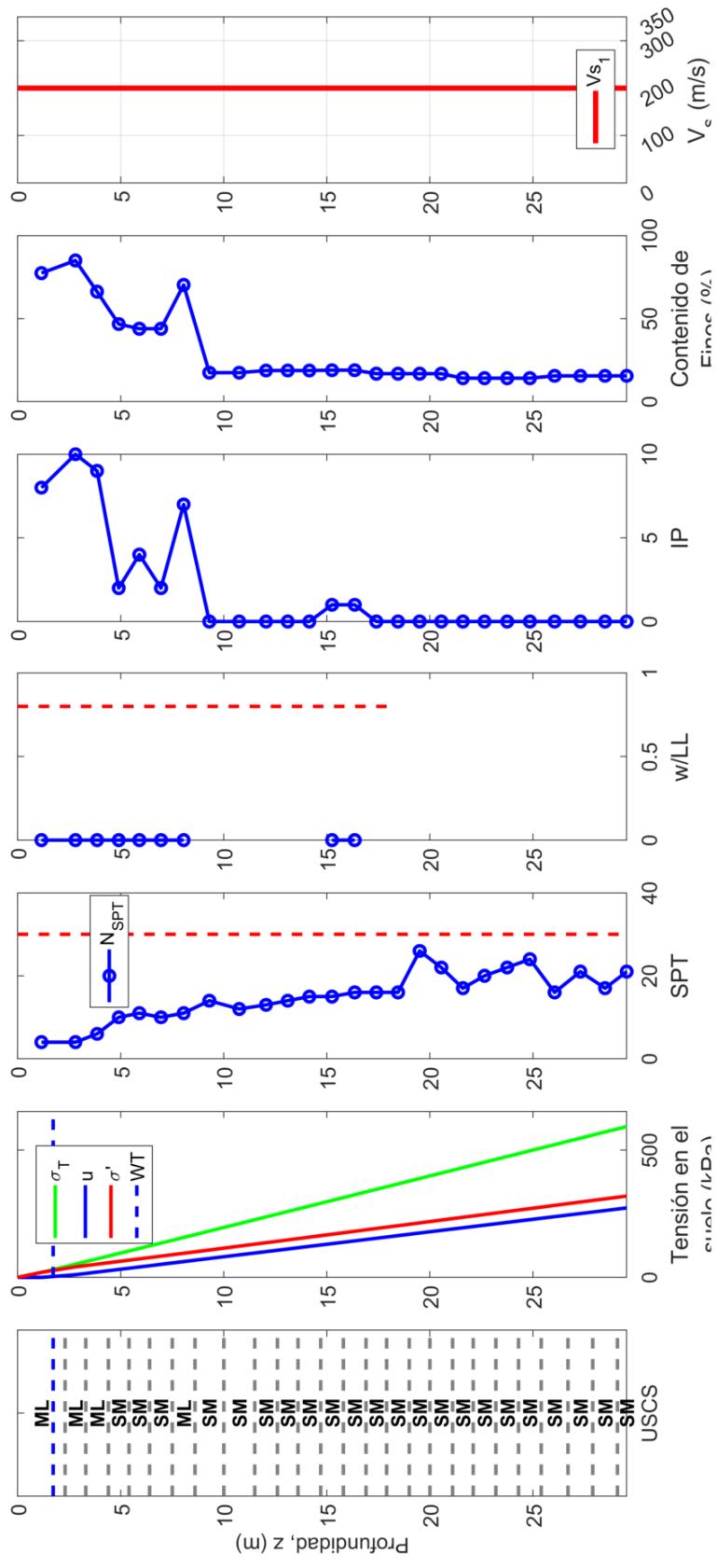
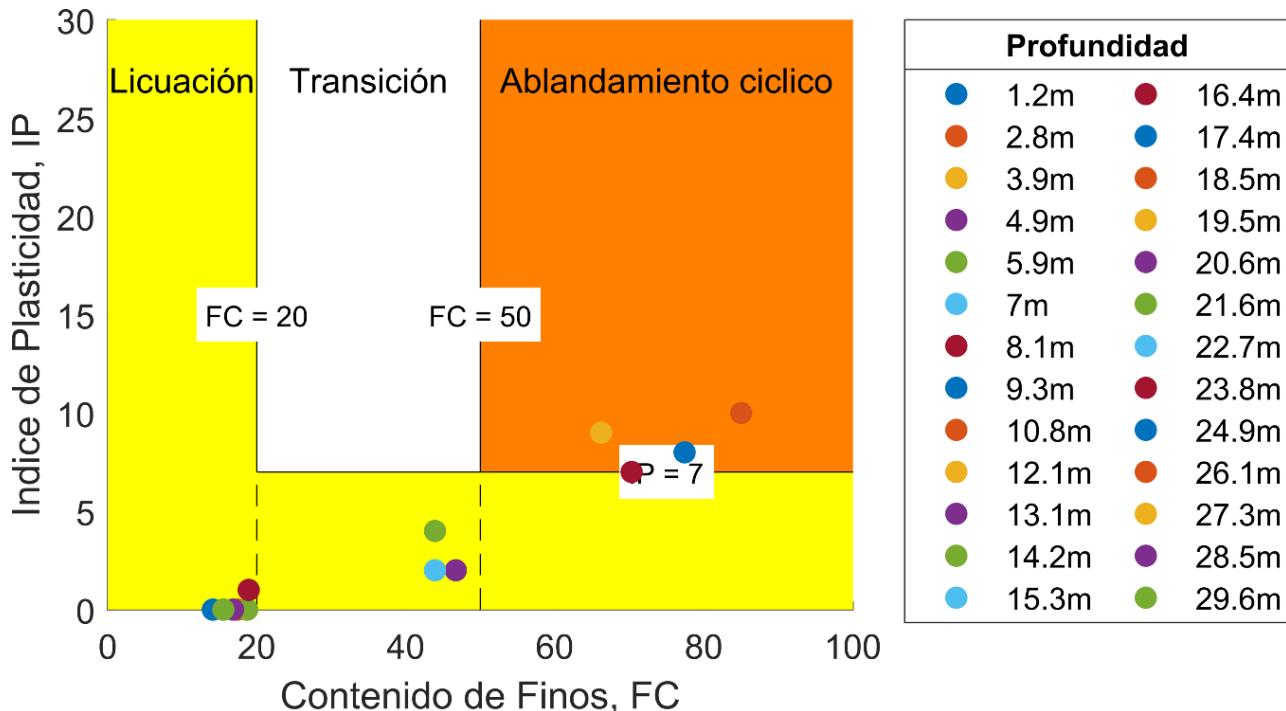
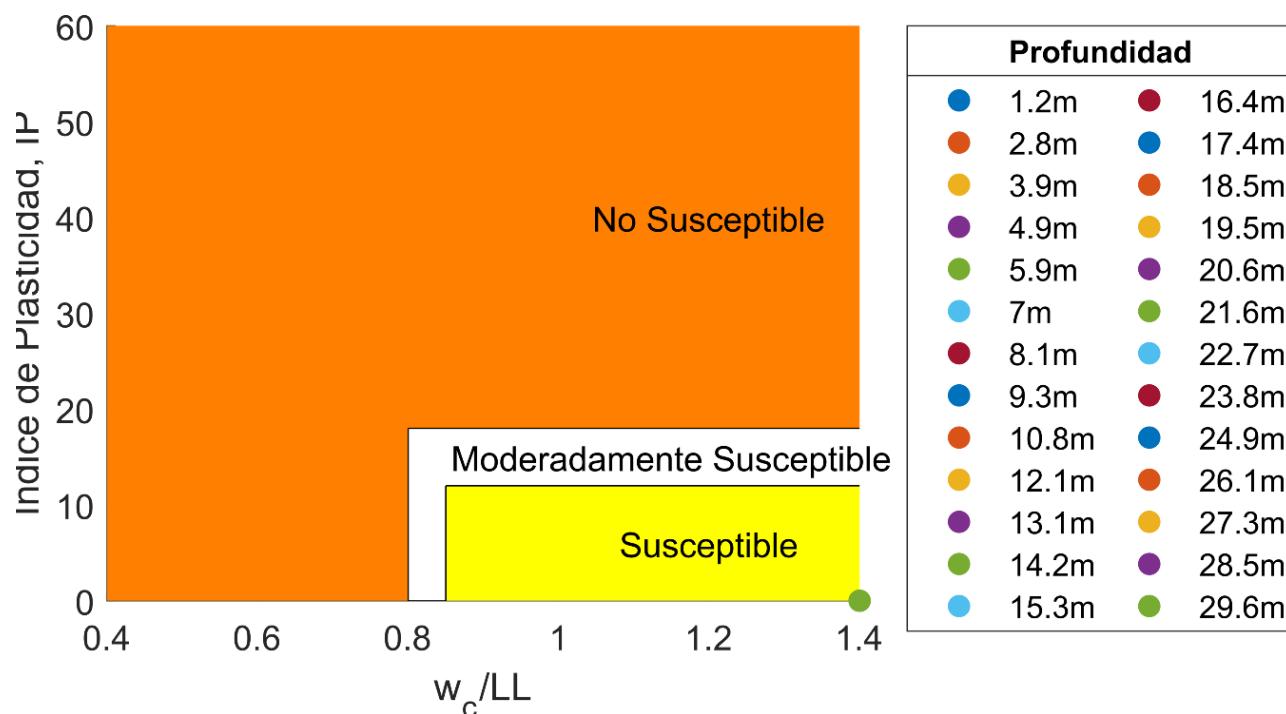


Figura 112: Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional, Proyecto: Huettelhue - SPT #1; Ciudad: Valdivia.

b) Criterios de susceptibilidad



↑ Figura 113: Criterio de Susceptibilidad basado en Armstrong y Malwick (2016). Huellehue – SPT #1; Ciudad: Valdivia.



↑ Figura 114: Criterio de Susceptibilidad basado en Bray y Sancio (2006). Huellehue – SPT #1; Ciudad: Valdivia.

c) Evaluación de licuación y asentamientos

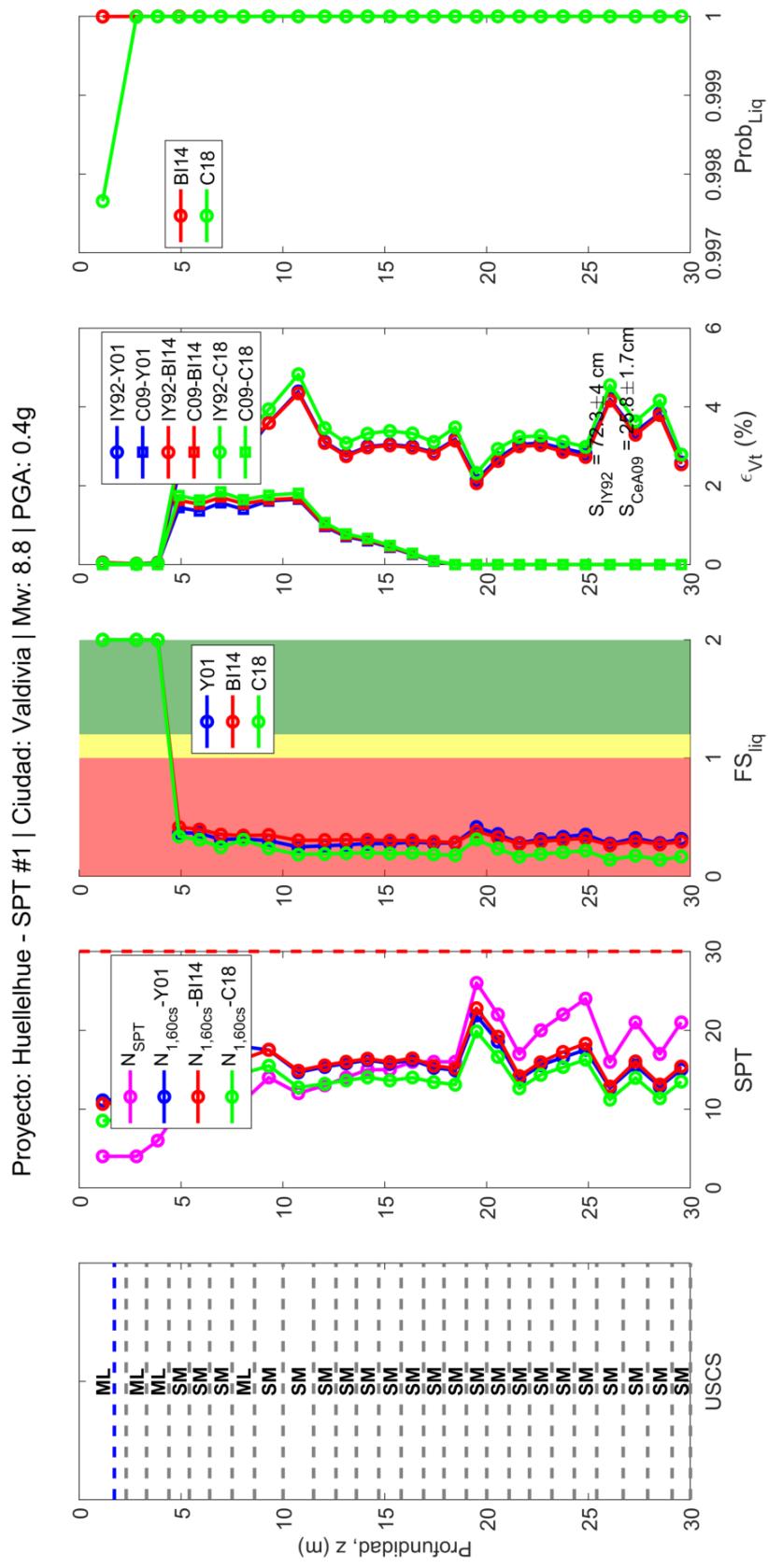


Figura 115: Evaluación de licuación con base en SPT y estimación de asentamientos. Huellehue - SPT #1; Ciudad: Valdivia. | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

Proyecto: Huellehue - Vs #1 | Ciudad: Valdivia | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g

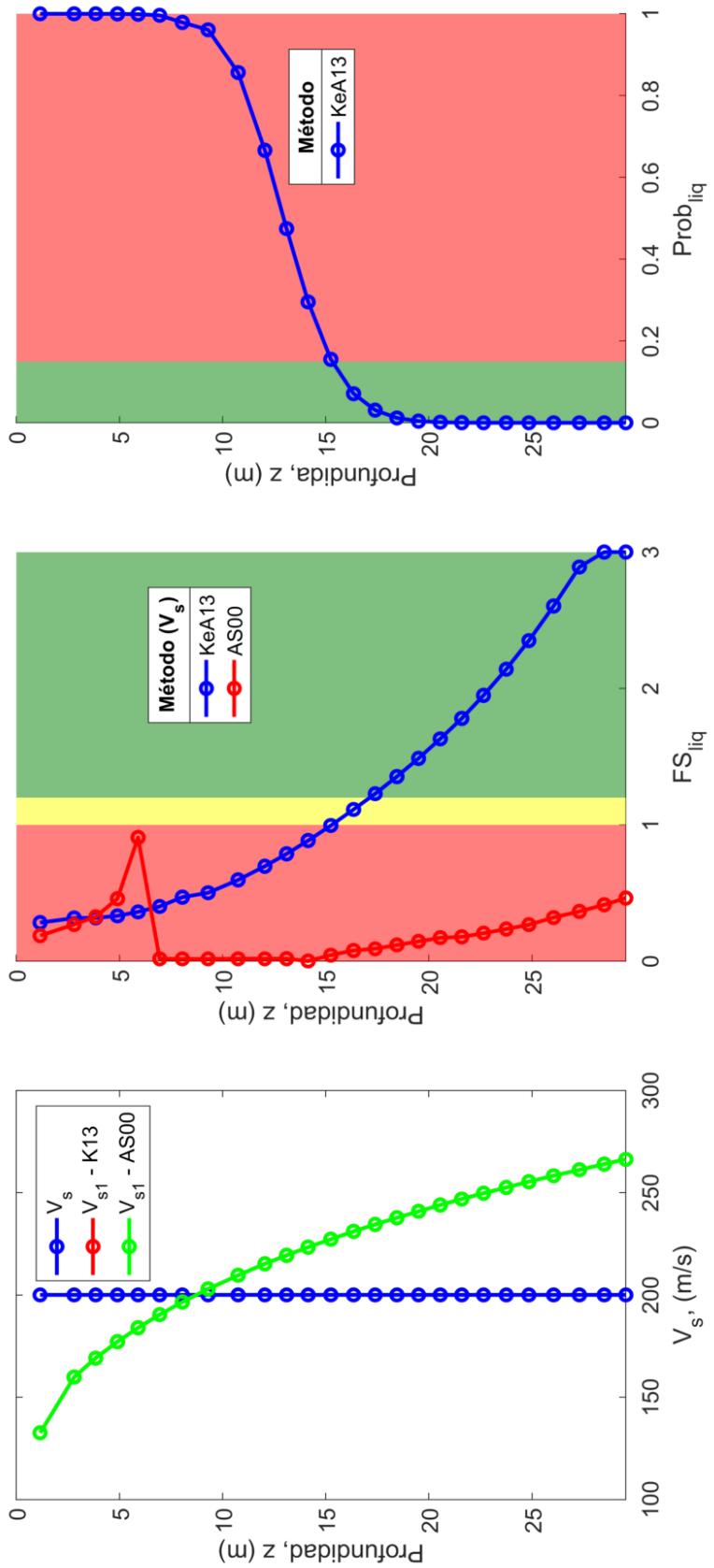


Figura 116: Evaluación de licuación con base en Vs. Huellehue - Vs #1; Ciudad: Valdivia; | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

d) Índices de severidad

Proyecto: Huellehue - SPT #1 | Indicadores de Severidad

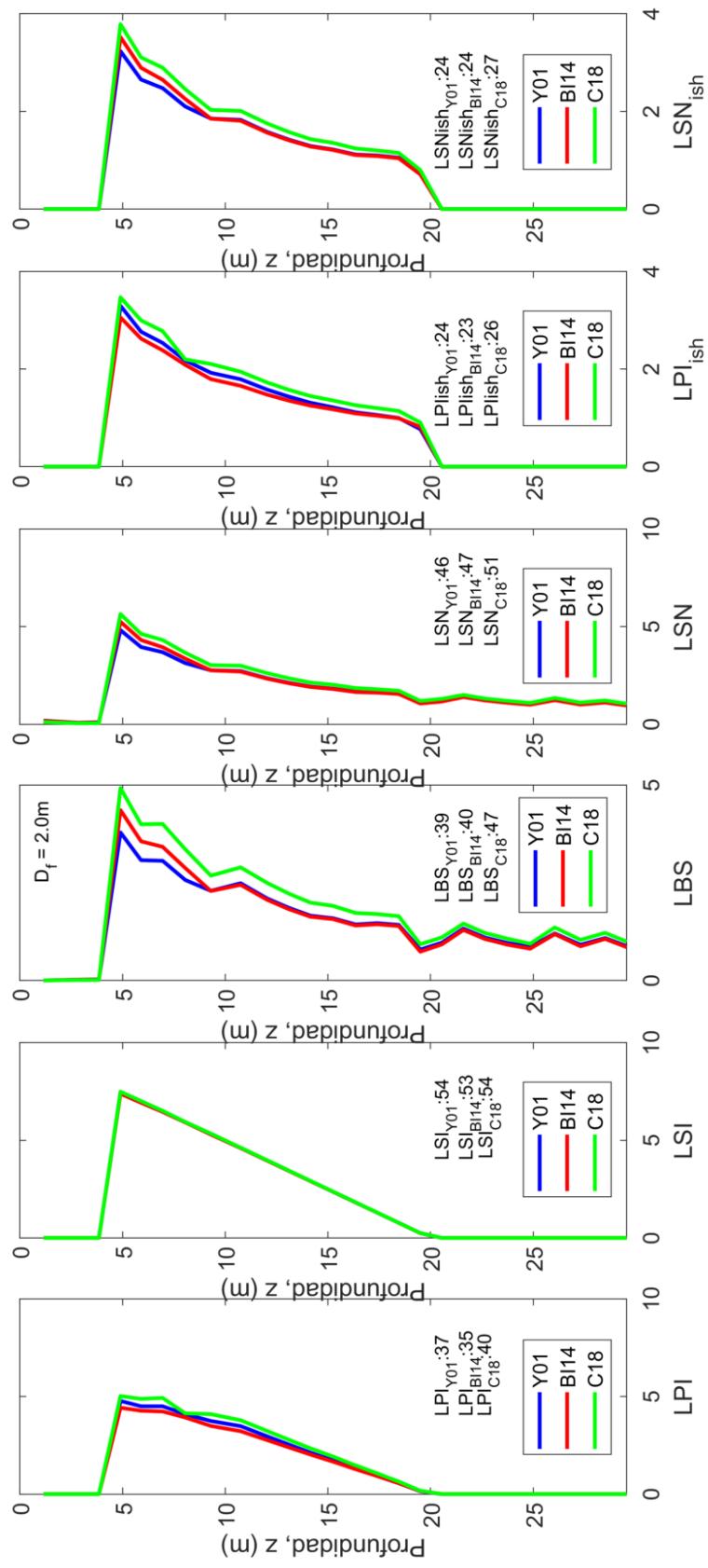


Figura 117: Indicadores de Severidad. Huellehue - SPT #1; Ciudad: Valdivia.

a) **Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional**

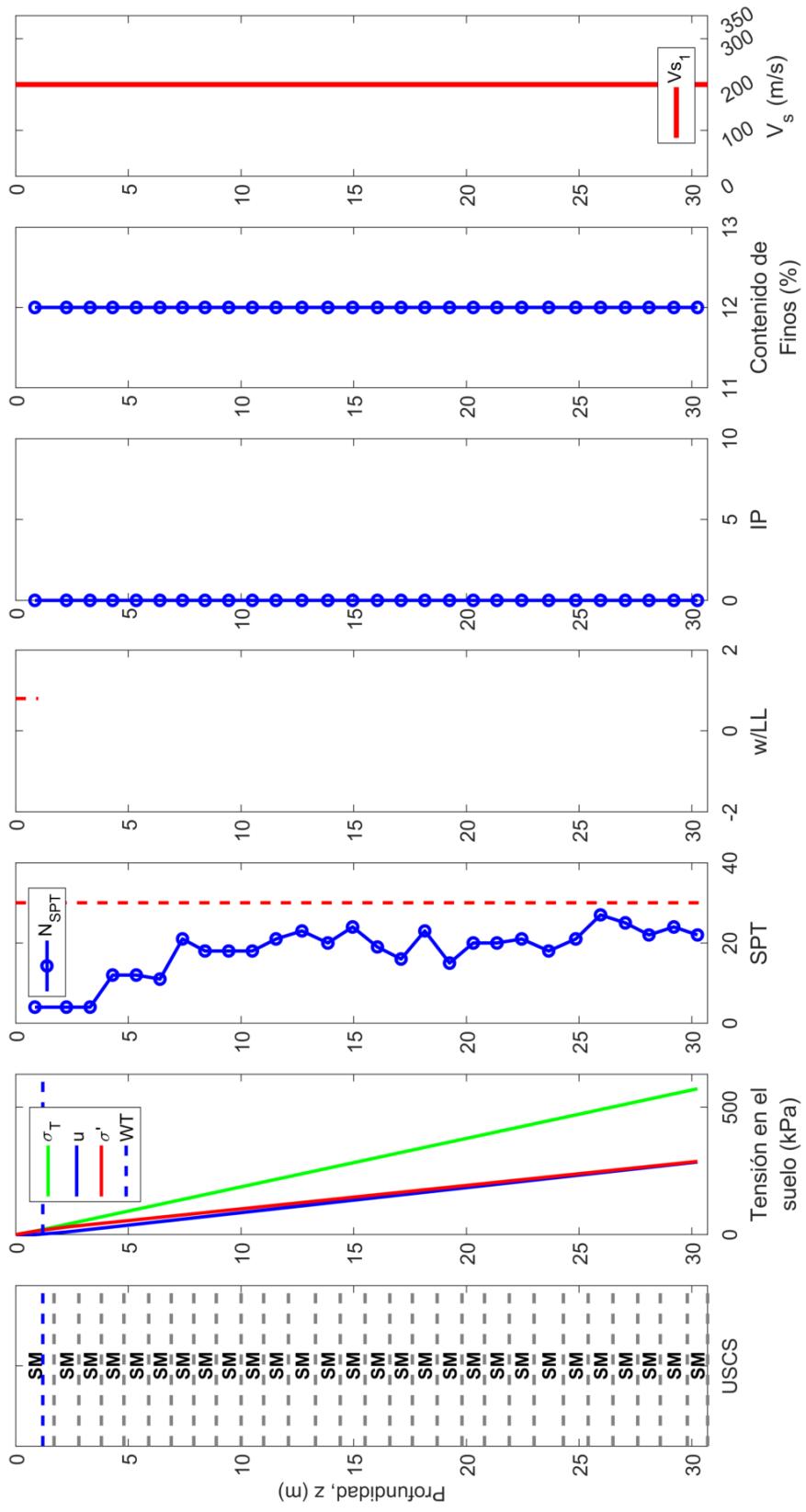
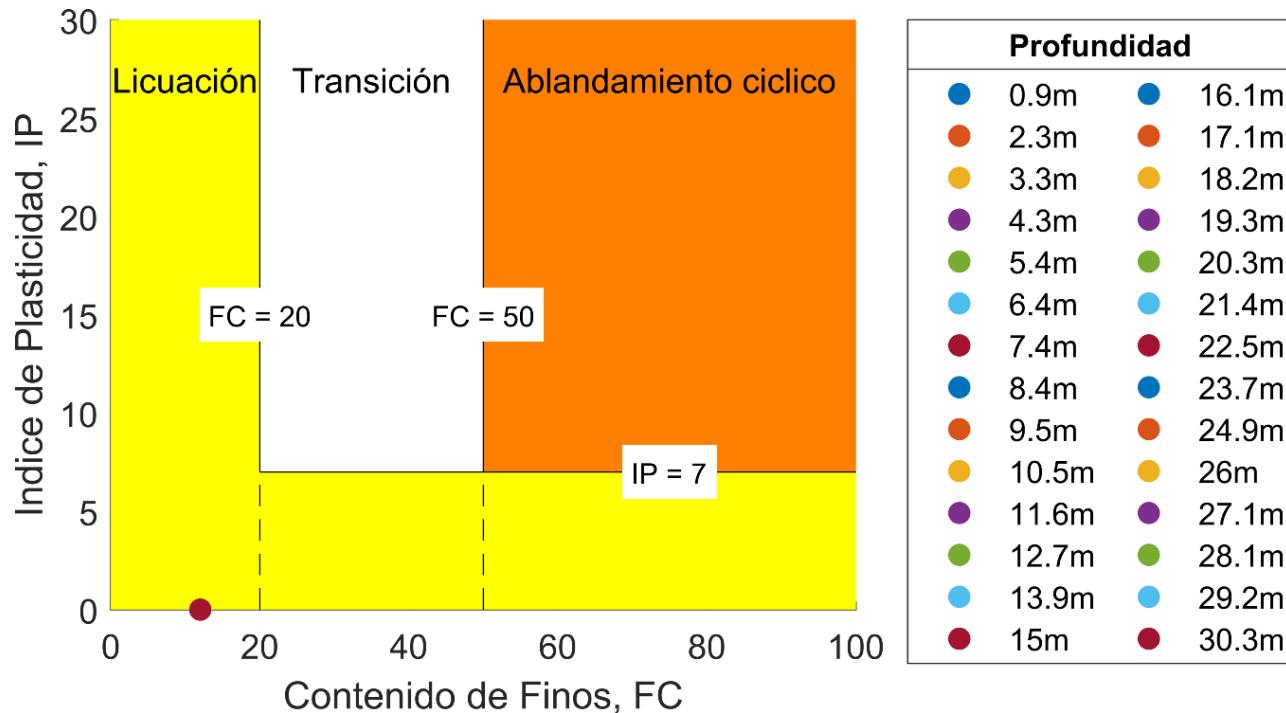
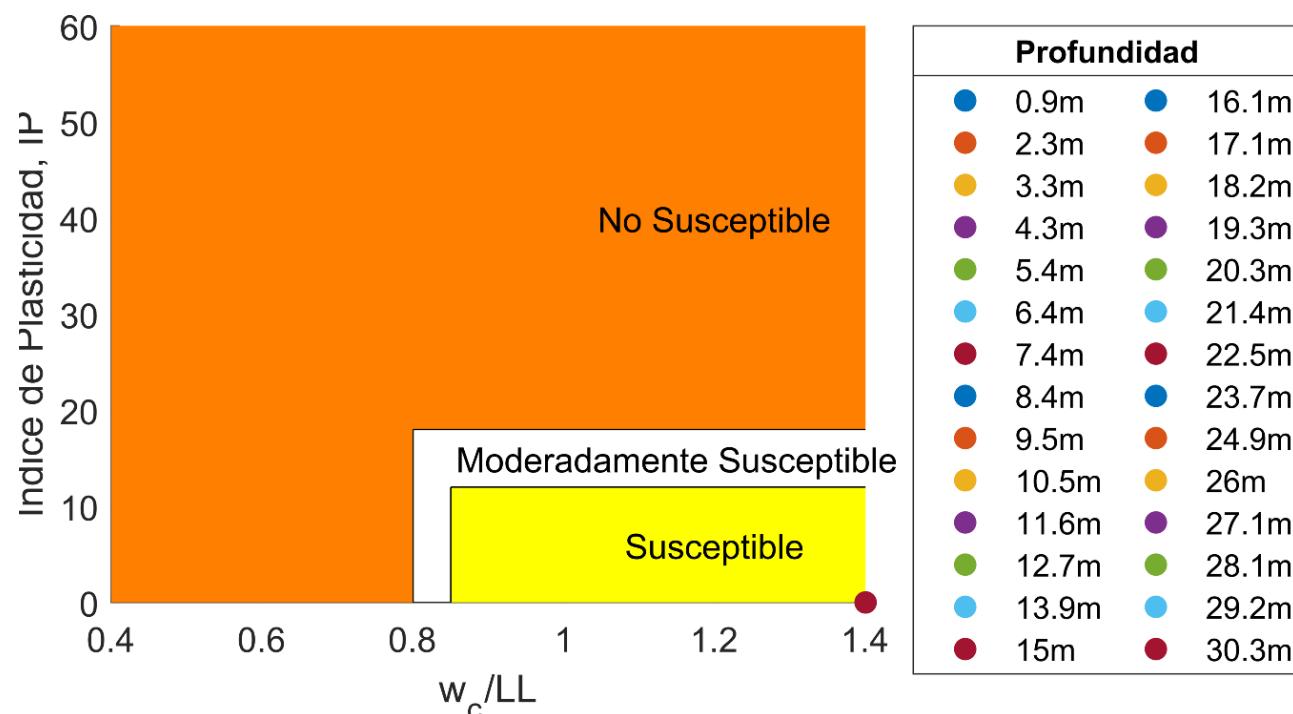


Figura 118: Estratigrafía, propiedades, índices y estado tensional; Huellehue - SPT #2; Ciudad: Valdivia.

b) Criterios de susceptibilidad



↑ Figura 1199: Criterio de Susceptibilidad basado en Armstrong y Malwick (2016). Huellehue - SPT #2; Ciudad: Valdivia.



↑ Figura 120: Criterio de Susceptibilidad basado en Bray y Sancio (2006). Huellehue - SPT #2; Ciudad: Valdivia.

c) Evaluación de licuación y asentamientos

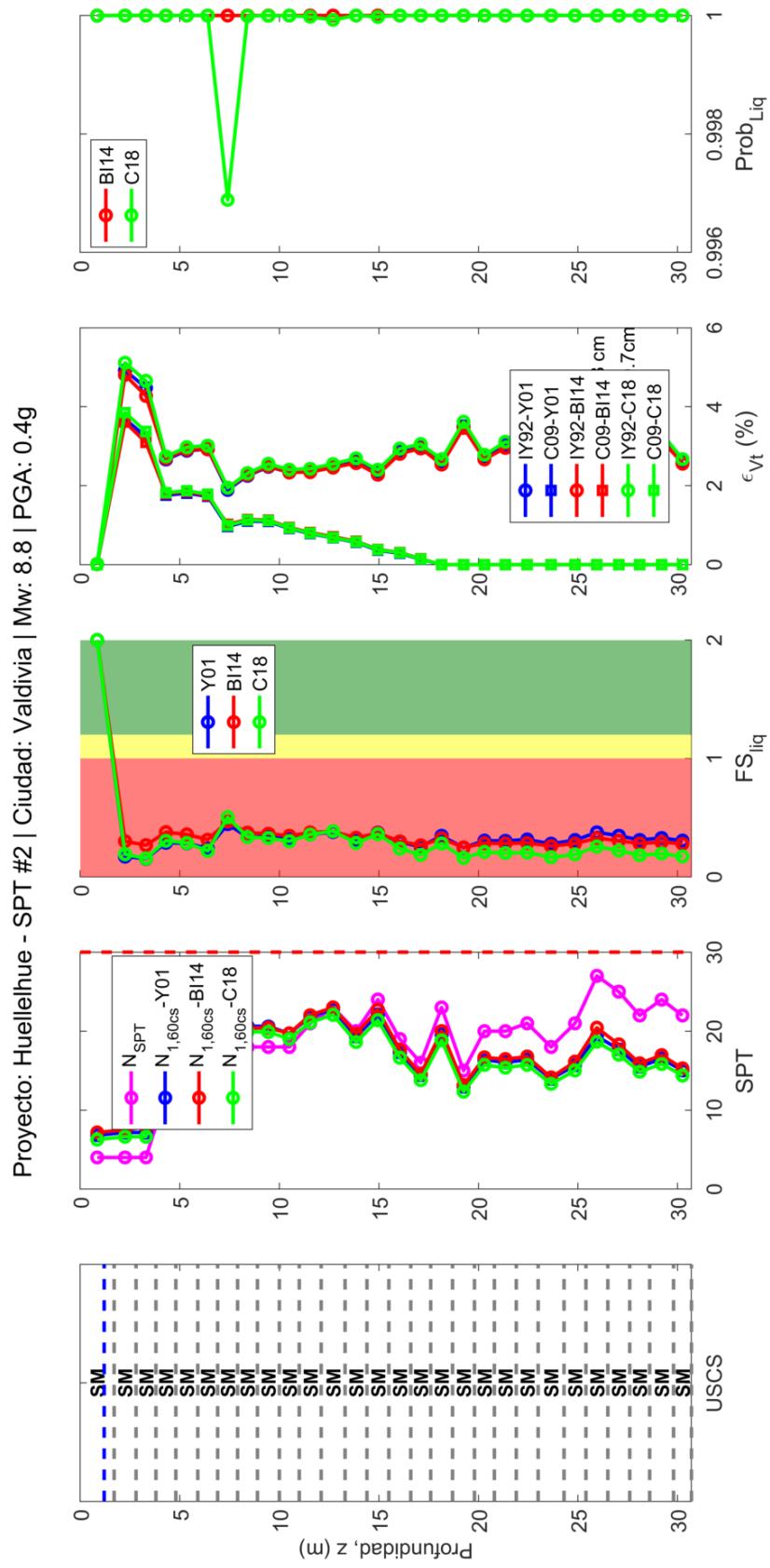


Figura 121: Evaluación de licuación con base en SPT y estimación de asentamientos. Huellehue - SPT #2; Ciudad: Valdivia | Mw: 8.8 | PGA: 0.4g.

Proyecto: Huellehue - SPT #2 | Indicadores de Severidad

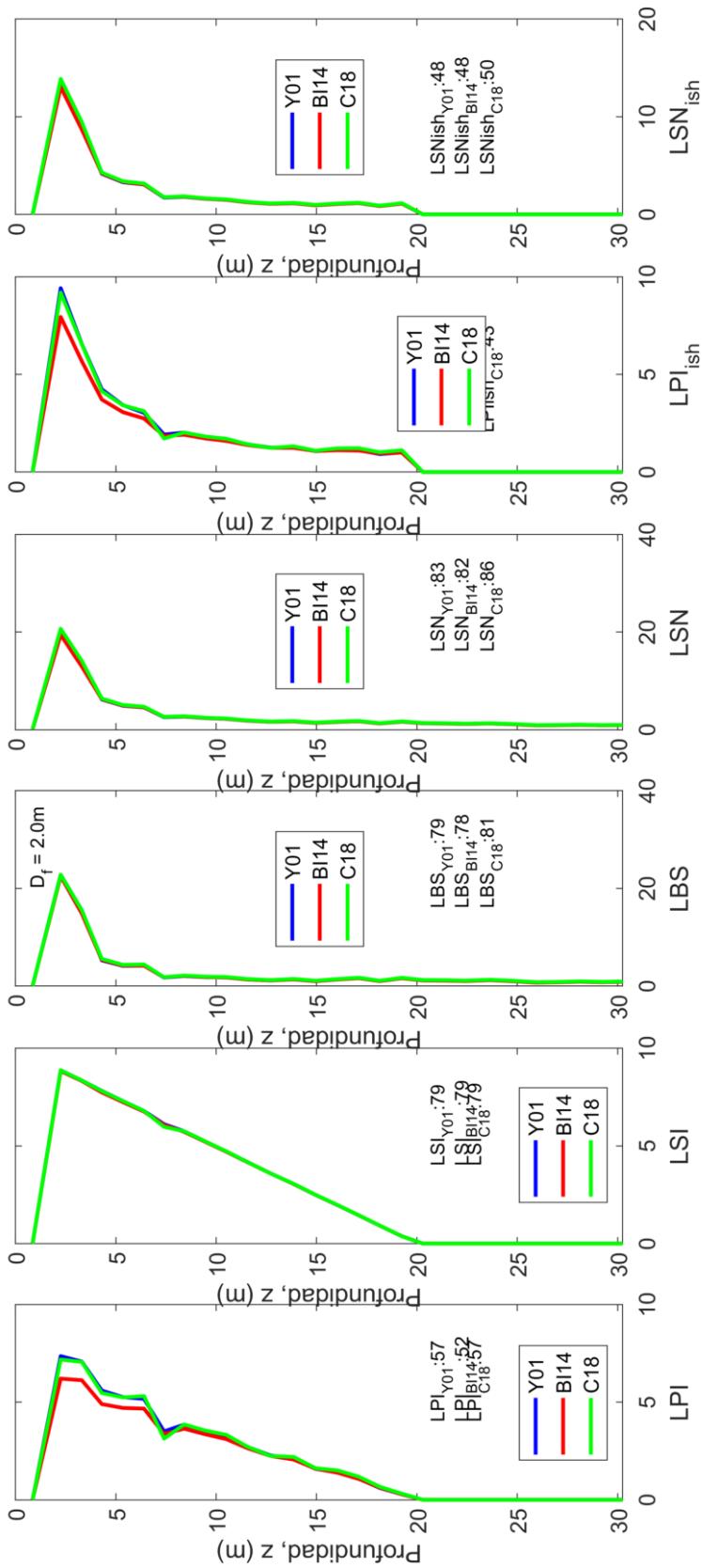


Figura 122: Indicadores de Severidad. Huellehue - SPT #2; Ciudad: Valdivia.

“

El presente informe contempla la recopilación total de las tres entregas previas que contemplaron la revisión bibliográfica, el estudio del estado del arte, la construcción de la base de datos de proyectos Minvu en suelos licuables y los primeros parámetros para la identificación del riesgo de ocurrencia de licuación.

”